



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique

Option: OUVRAGES HYDROTECHNIQUES

THEME :

**ETUDE DES OUVRAGES ANNEXES DU BARRAGE DE
MAHCHA (W. ANNABA)**

Présenté par :

GHEUROUCHE Selma

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms

Grade

Qualité

HADJ SADOK Ahmed

M.C.A

Président

ZEROUAL Ayoub

M.C.A

Examineur

BOUZIANE Mamar

M.A.A

Examineur

BENSALAH Mohamed Draïdi

M.C.B

Promoteur

Session Novembre 2020

Remerciements

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

Mes vifs remerciements à mes très chers parents, qui m'ont facilité les choses pour accomplir mes études.

Je remercie fortement mon promoteur : Mr. BENSALAH M.D de m'avoir orienté par ses conseils judicieux dans le but de mener à bien ce travail.

Je tiens à remercier aussi tous les enseignants qui ont contribué à ma formation.

Je tiens à exprimer mes vifs remerciements à toutes les personnes qui m'ont aidé tout au long de mon travail.

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

Mlle : GHEDROUCHE Selma

Dédicaces

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

- ✓ *A Ma chère mère qui m'a protégée pendant toute ma vie, et qui a fait tout pour que je devienne ce que je suis.*
- ✓ *Mon père qui m'a tant aidé et encouragé.*
- ✓ *A mes belles sœurs : MERIEM et ROUKIA*
- ✓ *A mes frères ma richesse sur cette terre : RABAH, ZAKARIA et ISLAM*
- ✓ *A toute la famille GHEDROUCHE et TEBTOUB*
- ✓ *A tous mes collègues et amis de l'ENSH en particulier : AMINA, KHADIDJA, AYMEN, MERIEM, BOUCHRA, IMENE, SARAH, SABAH, KENZA et SARRA ...*
- ✓ *En un mot, à tous les gens qui ont contribué de près ou de loin à ma réussite.*

Mlle : GHEDROUCHE Selma

ضمن الاستراتيجية الوطنية التي تسعى إلى الحفاظ على الموارد المائية من أجل تخزين الكمية الكبيرة التي تتسرب إلى البحار، اقترحت الوكالة الوطنية للسدود والتحويلات إنشاء سدود وحواجز مائية بالمنطقة. وعلى إثر ذلك، يجب الاهتمام بهذه المنشآت من حيث تقدير الأبعاد الهندسية والاختيار الأمثل لمواقعها ودراسة جميع ملحقاتها. وفي إطار ذلك، تناولت مذكرتنا هذه دراسة نماذج للمنشآت الملحقة للسد المائي محثا على مستوى ولاية عنابة وبالتحديد على مستوى وادي خنقا، من أجل تزويد مدينة عنابة بالمياه لسقي الأراضي الفلاحية المجاورة (300 هكتار).

الكلمات المفتاحية: سد، منشآت ملحقة، دراسة، أبعاد هندسية.

Résumé

Dans le cadre de la stratégie nationale en matière de conservation des eaux et afin de mobiliser les millions de mètres cubes d'eau qui est perdus (rejet en mer). L'ANBT s'est vue réaliser des barrages et des retenues collinaires. Toutefois l'étude, le choix et le dimensionnement des ouvrages de stockage méritent d'être approfondis. Ainsi, l'étude que nous avons menée dans ce MFE est une étude des ouvrages annexes du barrage de Mahcha (Wilaya d'Annaba) et principalement sur l'Oued Khanga, afin d'approvisionner la ville d'Annaba en eau pour l'irrigation des plaines côtières voisines (300 ha).

Mots clés : barrage, ouvrages annexes, étude, dimensionnement.

Abstract

This work part of the national strategy concerning conservation of water, in order to mobilize an important quality of water that is lost (dismissal in sea). The ANBT saw itself achieving dams. However, the survey, the choice and the dimensionality of the storage works deserve to be deepened. Thus, the survey we conducted in this thesis is a study of the auxiliary constructions of Mahcha dam (Willaya of Annaba) and mainly on the Khanga Wadi, in order to supply the town of Annaba with water to irrigate neighbouring coastal plains (300 ha).

Key words: dam, auxiliary constructions, survey, dimensionality.

TABLE DES MATIERES

REMERCIEMENTS	i
DEDICACE	ii
RESUME	iii
TABLE DES MATIERES	iv
LISTE DES TABLEAUX	v
LISTE DES FIGURES	vi
LISTE DES PLANCHES	vii
INTRODUCTION GENERALE.....	1

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

Introduction	3
I.1. OBJECTIF DU BARRAGE	3
I.2. ETUDES TOPOGRAPHIQUE.....	3
I.2.1 Généralités.....	3
I.2.2 Localisation de l'ouvrage	3
I.3. ETUDES GEOLOGIQUE.....	5
I.3.1 Géologie régionale	5
I.3.2 Géologie du site du barrage.....	6
I.3.3 Géologie de la cuvette	7
I.4. SISMICITE	8
I.5. ETUDE GEOTECHNIQUE	9
I.5.1 Études de fondation.....	9
I.6. MATERIAUX DE CONSTRUCTION	10
Classification géotechnique des matériaux	10
I.6.1 Qualité des matériaux et évaluation des zones d'emprunt	13
I.7. ESSAIS AU LABORATOIRE	13
I.7.1 Résultats et interprétation des essais de laboratoire	13
I.8. EVALUATION DES PARAMETRES GEOTECHNIQUES	14
I.9. DESCRIPTION DU BARRAGE	16
I.9.1 La digue.....	16
I.9.2 L'évacuateur de crue	16

I.9.3 La dérivation provisoire	16
I.9.4 La vidange de fond.....	17
I.9.5 La prise d'eau	17
I.10. La stabilité du barrage:	17
Conclusion	18

CHAPITRE II : Etude hydrologique

Introduction	20
II.1. LE BASSIN VERSANT	20
II.1.1 Caractéristiques du bassin versant	20
II.1.1.1 Caractéristiques géométriques	20
II.1.1.2 Caractéristiques hydro-morphologiques	20
II.1.2 Hypsométrie du bassin versant	23
II.1.2.1 La courbe hypsométrique.....	23
II.1.2.2 Détermination des altitudes	24
II.1.2.3 Les indices	25
II.1.3 Caractéristiques hydrographiques de bassin versant	27
II.1.4 Caractéristiques climatiques	30
a. La température.....	30
b. L'humidité	31
c. Le vent.....	32
d. Evaporation.....	33
e. Pluviométrie	33
II.2. ETUDE DES PRECIPITATIONS	34
II.2.1 Homogénéisation des données	34
II.2.1.1 Test de Wilcoxon ou test des rangs	34
II.2.2 Les précipitations maximales journalières.....	35
II.2.2.1 Choix de la loi de l'ajustement	36
II.2.3 La pluie de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités.....	43
II.3. ÉTUDES DES APPORTS.....	44
II.3.1 Apport moyen interannuel (A0).....	44
II.3.2 Caractéristiques de l'écoulement.....	46
II.3.3 Les apports fréquentiels	47
II.3.3.1 Calcul du coefficient de variation :	47

II.3.3.2 Calcul de l'apport moyen annuel	48
II.3.3.3 Répartition mensuelle de l'apport moyen interannuel de fréquence 80%.....	48
II.3.4 Apport solide et estimation de volume mort.....	49
II.3.4.1 Estimation de l'apport solide	49
II.3.4.2 Calcul du volume mort.....	50
II.4. ETUDE DES CRUES.....	51
II.4.1 Déterminations des crues	52
II.4.2 Méthode GRADEX.....	54
II.4.3 Hydrogramme de crue	58
II.4.4 Choix des crues de projet et de chantier	62
II.5. REGULARISATION	64
II.5.1 Répartition mensuelle de l'apport A80%.....	65
II.5.2 Répartition mensuelle de la demande	65
II.5.3 Courbes « Hauteur-Capacité-Surface » :	65
II.5.4 Calcul du volume utile.....	67
II.5.4.1 Détermination de la période à bonne hydraulicité	68
II.5.4.2 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes	68
II.5.4.3 Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes	69
II.5.4.4 Régularisation Interannuelle	72
Dans notre cas l'apport est supérieur à la consommation, donc on prend la régularisation saisonnière.	74
II.6. LAMINAGE DES CRUES	74
II.6.1 Méthode de Muskingum (Fread, D.L. 1993)	75
II.7. ETUDE D'OPTIMISATION.....	86
II.7.1 Revanche.....	86
II.7.2 Calcul de largeur en crête	88
II.7.3 Calcul des coûts	89
Conclusion.....	97

CHAPITRE III : Dérivation provisoire

Introduction	99
III.1. CHOIX DU TYPE DE LA DERIVATION	99
III.2. CHOIX DE LA CRUE DE DIMENSIONNEMENT	100
III.3. SUCCESSION DES TRAVAUX	100
III.4. DIMENSIONNEMENT DE LA DERIVATION PROVISoire	101
III.4.1 Canal de dérivation.....	101
III.4.2 Galerie de dérivation	103
III.4.3 Etude d'optimisation	106
III.4.4 Portail d'entrée	111
III.4.5 Dissipateur d'énergie.....	113
III.4.6 Canal de restitution.....	113
III.5. LES TALUS DU BATARDEAU	115
Conclusion	116

CHAPITRE IV : Vidange de fond

Introduction	118
IV.1. BUT DE L'ETUDE	118
IV.2. DESTINATION DE LA VIDANGE DE FOND	118
IV.3. TYPE DE L'OUVRAGE DE VIDANGE.....	119
IV.4. CHOIX DE TYPE DE VIDANGE	119
IV.4.1 Recommandation pour les dispositifs constitues de la conduite de vidange.....	119
IV.4.2 Recommandations modulées (dispositif minimum).....	120
IV.5. CALCUL DE LA VIDANGE DE FOND.....	121
IV.5.1 Calcul hydraulique de la conduite de vidange.....	121
IV.5.2 Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et son diamètre	121
IV.5.3 Correction du coefficient de débit μ	122
IV.5.4 Temps réel de la vidange du barrage.....	123
IV.5.5 Calcule de la vitesse d'abaissement dans la retenue	124
Conclusion	124

CHAPITRE V : Prise d'eau

Introduction	126
V.1. TYPES DES PRISES D'EAU	126
V.1.1 Ouvrage de prise à but agricole	126
V.1.2 Ouvrage de prise pour l'adduction d'eau.....	128
V.1.3 Ouvrage de prise à but pastoral	128
V.2. CRITERES DE CHOIX D'UNE PRISE	128
V.3. CALCUL HYDRAULIQUE DE LA CONDUITE DE PRISE D'EAU	129
V.3.1 La distribution mensuelle de la demande	129
V.3.2 Calcul du débit maximum.....	129
V.3.3 Correction du coefficient de débit μ :	130
V.3.4 Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite.....	130
Conclusion	130

CHAPITRE VI : Organisation de chantier

Introduction	132
VI.1 INSTALLATIONS DU CHANTIER	132
VI.2 TRAVAUX PRÉPARATOIRES ET INSTALLATION DE L'ENTREPRISE	132
VI.3 LES MOYENS DE CHANTIER	133
VI.3.1 Les moyens humains	133
VI.3.2 Les moyens matériels	133
VI.4 PLANIFICATION	134
VI.4.1 Procédures de travail de planification	134
VI.4.2 Techniques de la planification.....	134
VI.4.2.1 Méthodes basées sur le réseau.....	135
VI.4.2.2 Méthodes basées sur le graphique	136
VI.5 CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL.....	136
VI.5.1 Délai de construction et programme des travaux	137
VI.6 LES COMPOSITIONS DU PROJET	138
VI.6.1 Le chemin critique par la méthode de réseau à nœuds.....	138
VI.6.2 Le chemin critique par la méthode du tableau	140
VI.6.3 Le chemin critique par le diagramme de GANTT	141
Conclusion	142

CHAPITRE VII : Protection et sécurité au travail

Introduction	144
VII.1 LES ACCIDENTS DE TRAVAIL	144
VII.2 LES MALADIES PROFESSIONNELLES.....	144
VII.3 CONDITIONS DANGEREUSES	145
VII.3.1 Méthode et moyens de prévention	145
VII.4 ACTIONS DANGEREUSES.....	145
VII.4.1 Méthode et moyens de prévention	146
VII.5 ORGANISATION DU SERVICE DE LA SECURITE D'OUVRAGE.....	146
VII.5.1 Principales fonctions du service de sécurité	147
VII.5.2 Instructions structurelles sur la sécurité	147
VII.6 PROGRES RECENTS EN MATIERE DE SECURITE	148
VII.7 PLAN DE SECURITE ADAPTE AUX TRAVAUX DE REALISATION	149
Conclusion	149
CONCLUSION GENERALE.....	150
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	viii
ANNEXES.....	ix

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I. 1 : Caractéristiques morphométriques des bassins versants.	4
Tableau I. 2 : Points d'emplacement des sondages.....	9
Tableau I. 3 : Essais de classification.	10
Tableau I. 4 : Essais au laboratoire géotechnique.....	10
Tableau I. 5 : Essais au laboratoire géotechnique.....	11
Tableau I. 6 : Tableau récapitulatif des carottages effectués (Forages et puits).....	11
Tableau I. 7 : Caractéristique des zones d'emprunte	14
Tableau I. 8 : Les paramètres géotechniques moyens des échantillons inorganique.....	16
Tableau I. 9 : Les résultats des essais géotechniques.....	18
Tableau I. 10 : Les essais de cisaillement.	18
Tableau I. 11 : Récapitulatif des paramètres géotechnique de la fondation.	19
Tableau I. 12 : Récapitulatif des paramètres géotechnique du remblais.....	20
Tableau I. 13 : Résumé des données climatiques mensuelles mesurées, station d'Ain-Berda	21
Tableau I. 14 : Stations pluviométriques dans la région d'étude	21
Tableau I. 15 : Précipitation journalière maximale adoptée	22
Tableau I. 16 : Débits des crues pour différentes périodes de retour avec différentes méthodes.....	22
Tableau I. 17 : Caractéristiques physiques du bassin versant de la retenue de Mahcha	22
Tableau II. 1 : Hypsométrie du bassin versant de la retenue de Koudiet Mahcha.	29
Tableau II. 2 : Détermination de l'altitude moyenne.....	31
Tableau II. 3 : Détermination de la pente de roche.....	32
Tableau II. 4 : Longueurs des courbes se niveaux.....	32
Tableau II. 5 : La longueur de cours d'eau principale en chaque altitude.....	34
Tableau II. 6 : Caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant.....	36
Tableau II. 7 : Répartition de la température mensuelle.....	36
Tableau II. 8 : Répartition d'humidité mensuelle	37
Tableau II. 9 : Répartition mensuelle de la vitesse des vents.	38
Tableau II. 10 : Répartition d'évaporation mensuelle	39
Tableau II. 11 : Répartition mensuelle de la pluie annuelle	39
Tableau II. 12 : Résultats d Test de Wilcoxon.....	41
Tableau II. 13 : Les caractéristiques empiriques de la série.	41
Tableau II. 14 : Ajustement à la loi de Gauss.....	42
Tableau II. 15 : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon	43
Tableau II. 16 : Ajustement à la loi de Gumbel.....	45
Tableau II. 17 : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon	45
Tableau II. 18 : Ajustement à la loi de Galton.....	47
Tableau II. 19 : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon.	47
Tableau II. 20 : Test d'adéquation (test du Khi carré).....	49
Tableau II. 21: Récapitulatif des apports.....	54
Tableau II. 22 : Répartition mensuelle de l'apport moyen de la station.....	54
Tableau II. 23 : Répartition mensuelle de l'apport moyen calculé du site.	54
Tableau II. 24 : Récapitulatif de calcul des Cv.....	57
Tableau II. 25 : Les apports de différentes fréquences.....	57
Tableau II. 26 : Répartition mensuelle des apports moyens annuels de fréquence 80%... 57	57

Tableau II. 27 : Valeur de α en fonction de la perméabilité.....	59
Tableau II. 28 : Récapitulatif des résultats du volume mort.....	60
Tableau II. 29 : Récapitulatif des débits maxima de crue.....	62
Tableau II. 30 : Débits de pointe par la méthode GRADEX.....	66
Tableau II. 31 : Les valeurs des débits de pointe retenues.....	66
Tableau II. 32 : Coefficient de forme de l'Hydrogramme de crue (δ).....	67
Tableau II. 33 : Débits fréquentielles pour la construction l'hydrogramme de crue.....	68
Tableau II. 34 : Crues de projet recommandées.....	72
Tableau II. 35 : Répartition mensuelle de l'apport annuel 80%.....	75
Tableau II. 36 : Répartition mensuelle des besoins.....	75
Tableau II. 37 : Surfaces submergées et les volumes d'eau.....	76
Tableau II. 38 : Détermination de la période à bonne hydraulicité.....	78
Tableau II. 39 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes.....	79
Tableau II. 40 : Valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologiques.....	80
Tableau II. 41 : Les volumes des pertes dans la retenue.....	81
Tableau II. 42 : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes.....	82
Tableau II. 43 : La répartition mensuelle des apports et des débits.....	83
Tableau II. 44 : Valeurs de h et les plages de variation en période de crue.....	88
Tableau II. 45 : Calcul de la courbe caractéristique du barrage pour b=30 m.....	90
Tableau II. 46 : Calcul de l'hydrogramme de sortie pour b = 30m.....	91
Tableau II. 47 : Hydrogramme d'entrée et les hydrogrammes de sorties.....	94
Tableau II. 48 : Tableau récapitulatif des résultats de la méthode de Muskingum.....	97
Tableau II. 49 : Résultats de calcul de la revanche.....	98
Tableau II. 50 : Résultats de calcul de la largeur en crête.....	100
Tableau II. 51 : Volume totale de la digue pour chaque largeur déversant.....	101
Tableau II.52 : Résultats de calculs du coût de la digue pour les différentes largeurs déversantes.....	104
Tableau II. 53 : Coût du déversoir.....	105
Tableau II. 54 : Coût du canal d'approche.....	105
Tableau II. 55 : Coût du coursier.....	106
Tableau II. 56 : Coût du bassin d'amortissement pour différentes largeurs déversantes.....	107
Tableau II. 57 : Coût total du barrage.....	107
Tableau II. 58 : Caractéristiques du barrage.....	108
Tableau III. 1 : Calcul des tirants d'eau en fonction des largeurs.....	113
Tableau III. 2 : Niveau de l'eau en fonction du débit dans le lit de l'oued sur le site du barrage.....	114
Tableau III. 3 : Coefficient de débit pour différents diamètres.....	115
Tableau III. 4 : $Q = f(D)$	116
Tableau III. 5 : $H_{dev} = f(T)$	116
Tableau III. 6 : Résultats de laminage.....	116
Tableau III. 7 : Récapitulatif des hauteurs et largeurs en crête du batardeau.....	118
Tableau III. 8 : Paramètres de calcul d'optimisation.....	120
Tableau III. 9 : Résultats de calcul d'optimisation.....	121
Tableau III. 10 : Calcul itératif de hn.....	125
Tableau III. 11 : Pentes des talus en fonction de la hauteur et du type de la digue.....	126
Tableau III. 12 : Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues.....	127

Tableau IV. 1 : Type de vidange de fond en fonction de H2 V0.5.....	132
Tableau IV. 2 : Calcul du temps de vidange.....	134
Tableau V. 1 : La distribution mensuelle de la demande.....	140
Tableau VI. 1 : Symboles des opérations.....	149
Tableau VI. 2 : Le chemin critique par la méthode du tableau.....	151
Tableau VII. 1 : Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation.....	160

LISTE DES FIGURES

Figure I. 1 : Localisation du barrage Mahcha.	4
Figure I. 2 : Extrait de la carte géologique de la zone d'étude.....	6
Figure I. 3 : Carte géologique du site du barrage.....	7
Figure I. 4 : Carte zonage sismique du territoire national-RPA99, (2003, modifiée).....	9
Figure II. 1 : Rectangle équivalent.....	28
Figure II. 2 : Plan général – Bassin versant de la retenue de Koudiet Mahcha	28
Figure II. 3 : Hypsométrie du bassin versant de la retenue de Koudiet Mahcha	30
Figure II. 4 : Réseau hydrographique du bassin versant	33
Figure II. 5 : Profil en long du cours d'eau principal.....	35
Figure II. 6 : Répartition mensuelle de la température	37
Figure II. 7 : Répartition mensuelle de l'humidité.....	38
Figure II. 8 : Répartition mensuelle de la vitesse des vents.....	38
Figure II. 9 : Répartition mensuelle de l'évaporation	39
Figure II. 10 : Répartition mensuelle de la pluie annuelle	40
Figure II. 11 : Représentation graphique de l'ajustement à la loi de Gauss	43
Figure II. 12 : Représentation graphique de l'ajustement à la loi de Gumbel.	46
Figure II. 13 : Représentation graphique de l'ajustement à la loi de Galton	48
Figure II. 14: Comparaison graphique entre les deux lois (Galton et Gumbel).....	48
Figure II. 15: Courbes des pluies de courte durée	51
Figure II. 16 : Courbes des intensités fréquentielles (I.D.F).....	52
Figure II. 17 : Représentation mensuelle de l'apport moyen interannuel de fréquence 80%.....	58
Figure II. 18 : Résultats d'ajustement de la série pluviométrique d'AIN BERDA	64
Figure II. 19 : Graphe de la méthode de Gradex.....	65
Figure II. 20 : L'Hydrogrammes des crues probables en fonction de temps (SOKOLOVSKY)	71
Figure II. 21: L'Hydrogramme de la crue de projet pour une période de retour 10000 ans.....	73
Figure II. 22 : L'Hydrogramme de la crue de chantier pour une période de retour 50 ans.....	74
Figure II. 23: Courbe capacité-surface-hauteur	77
Figure II. 24 : Courbe volumétrique ($S = f(V)$).....	80
Figure II. 25: Répartition mensuelle des débits moyens.....	83
Figure II. 26 : Laminage à travers un barrage.....	87
Figure II. 27 : Evacuateur à surface libre.....	88
Figure II. 28 : Modélisation de la courbe capacité- hauteur	89
Figure II. 29 : Modélisation de la courbe surface-hauteur	90
Figure II. 30 : Courbe caractéristique du barrage	91
Figure II. 31: Hydrogrammes de sorties	96
Figure II. 32 : Principe de calcul du volume d'une digue.....	101
Figure II. 33 : Courbe d'optimisation	108

Figure III. 1 : Schéma général des ouvrages de dérivation.....	110
Figure III. 2 : Courbe de tarage.....	114
Figure III. 3 : Schéma de calcul.....	119
Figure III. 4 : Courbes d'optimisation	122
Figure III. 5 : Portail d'entrée (dénoyé).....	122
Figure III. 6 : Portail d'entrée (noyé).....	123
Figure V. 1 : La répartition mensuelle des besoins	140
Figure VI. 1 : Le chemin critique par le réseau à nœud.....	150
Figure VI. 2 : Le chemin critique par le diagramme de GANTT.....	152
Figure VII. 1 : Organigramme de la prévention	157

LISTE DES PLANCHES

Planche 1/5 : Plan de l'aménagement.

Planche 2/5 : Plan des ouvrages d'entrée de la vidange de fond et prise d'eau.

Planche 3/5 : Profil en long de l'évacuateur de crues.

Planche 4/5 : Profil en long de la dérivation provisoire.

Planche 5/5 : Détails génie civil.

INTRODUCTION GENERALE

Un barrage est un ouvrage d'art construit en travers d'un cours d'eau et destiné à réguler son débit et/ou à stocker de l'eau, notamment pour le contrôle des crues, l'irrigation, l'industrie, l'hydroélectricité, la pisciculture, une réserve d'eau potable, etc.

L'Algérie est parmi les pays qui font aujourd'hui face à des risques de manque d'eau, en l'occurrence dans la région du nord-ouest du pays, où le climat est peu tempéré. D'autre part, les modes d'irrigations traditionnels employés, le développement industriel dans cette région et la forte croissance démographique ont augmenté considérablement la consommation d'eau.

Afin de combler ce déficit, un nombre important de barrages a été réalisé à l'est du pays, parmi ces derniers on trouve le barrage de **Mahcha** dans la Wilaya d'Annaba.

L'Agence Nationale des Barrages et Transfert (ANBT) a confié au bureau d'études « GEOTECNA PROGETTI » (Italie) l'étude de faisabilité du barrage de Mahcha, comprenant un programme de reconnaissances géotechniques, géologique et une étude hydrologique.

L'objectif de ce travail est d'étudier les ouvrages annexes du barrage de Mahcha, pour permettre le passage des crues à travers le barrage tout en assurant la sécurité des biens et des personnes habitant à l'aval, et cela en choisissant les variantes qui représenteront les meilleures solutions techniques et économiques. Cela se fera à travers plusieurs étapes.

D'abord, une synthèse de l'étude de faisabilité, englobant l'étude topographique, géologique et géotechniques du site, ainsi qu'une description générale de l'aménagement. Ensuite, l'étude hydrologique qui nous permettra de déterminer les caractéristiques hydrologiques du bassin versant, le volume utile de la retenue, les débits de crues pour les différentes périodes de retour et le débit de dimensionnement, ainsi que la largeur optimale du déversoir.

La deuxième partie de ce mémoire traitera à travers trois 03 chapitres l'étude des ouvrages annexes de notre ouvrage, soit : la dérivation provisoire, la vidange de fond et la tour des prises. Ces chapitres ont pour but la détermination des types d'ouvrages, leur utilité et leurs dimensions.

Enfin nous terminerons par une étude d'organisation des travaux de chantier, et consignes de protection et de sécurité au travail, qui nous permettront de réaliser les travaux dans les plus brefs délais, à moindre coût et dans les meilleures conditions.

CHAPITRE I :

*Mémoire de synthèse de
l'étude de faisabilité*

Introduction

Le barrage de Koudiet Mahcha se situe sur Oued Khanga, dans la wilaya de Annaba, il est parmi les ouvrages qui sont en cours d'étude. Son étude préliminaire de faisabilité, effectuée par le bureau d'étude GEOTECNA PROGETTI, a pour but de donner une description générale de l'aménagement et de présenter un exposé justificatif et descriptif de la solution qui a été adoptée.

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

I.1. OBJECTIF DU BARRAGE

Le barrage de Koudiet Mahcha aura pour objectif de stocker et régulariser les apports propres du bassin versant et les des eaux traitées dans la station d'épuration de la ville d'Annaba. Sa construction devra permettre d'assurer l'eau d'irrigation nécessaire aux terrains agricoles environnants qui sont riches en ressources potentielles, mais manquent terriblement d'eau pendant la période d'étiage et donc perturbent le développement de la région et l'activité économique.

I.2. ETUDES TOPOGRAPHIQUE

I.2.1 Généralités

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

I.2.2 Localisation de l'ouvrage

Le site du barrage est sur l'Oued Khanga proche de la ville d'Annaba, à 35 km au sud, il est bien accessible suivant les routes goudronnées existantes, complétée par des pistes bien carrossables sur les derniers 5 km pratiquement (Figure I. 1)

La vallée creusée par Oued Khanga présente un site exceptionnel pour la construction d'une digue du fait de son resserrement de Djebel el Oust. Le fond de cette vallée est occupé par des alluvions actuelles et récentes des différents Oueds passant à travers ce resserrement.

Les coordonnées du site (système Lambert) sont :

$$X = 942,7 \text{ Km} \quad Y = 382 \text{ Km} \quad Z = 98 \text{ m N.G.A}$$

Le bassin versant de Koudiet Mahcha s'étend des crêtes de Djebel el Ouasset et Djebel Mouadjen situés au Nord du bassin jusqu'à la Forêt des Beni Ahmed et la Forêt des Beni Mezline au Sud ; à l'Ouest les villes de Ain Berda et Nechmeya et à l'Est Djebel Houara et la localité de Ain Ben Beida.

Le réseau hydrologique d'Oued Khanga est composé de plusieurs affluents alimentant le cours d'eau principal :

- Oued Bou Rouiga et Oued Slougui qui constituent la partie amont de Oued Kranga.
- Chabet Rihana et Chabet el Krassa qui rejoignent Oued Slougui.
- Chabet M'Zar el Arbi et Chabet el Kerma qui rejoignent Oued bou Rouiga.
- Chabet Ard Degma et Chabet el M'Zara qui rejoignent Oued Kranga.
- Chabet Olga.

Ces différents affluents sont des torrents qui passent dans la plaine alluvionnaire.

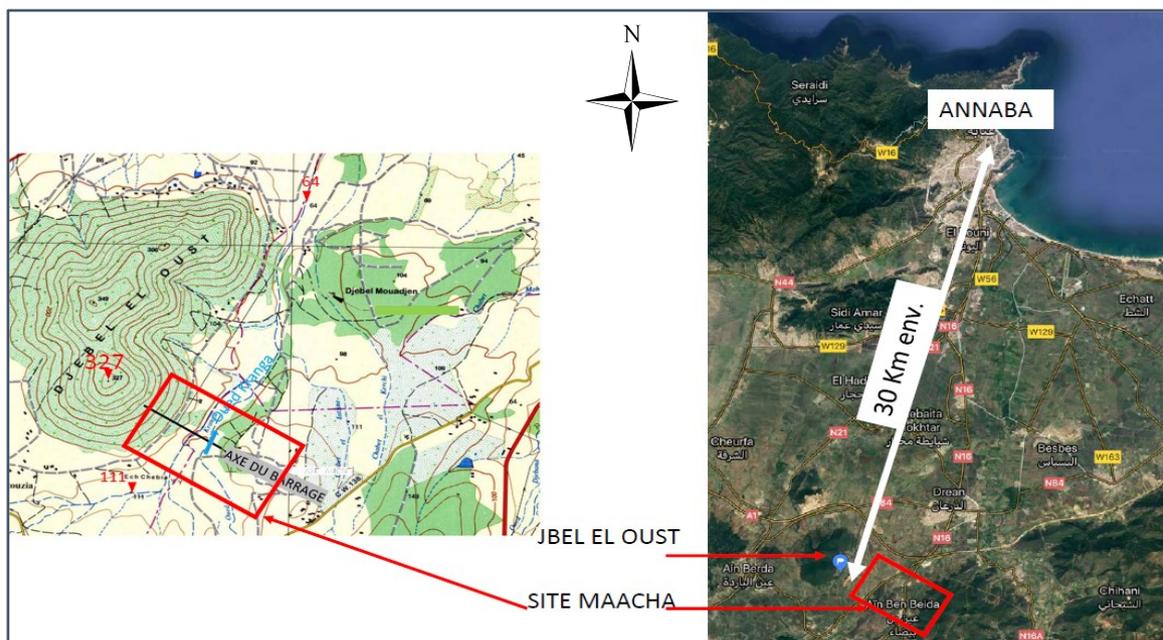


Figure I. 1: Localisation du barrage Mahcha.

Tableau I. 1 : Caractéristiques morphométriques des bassins versants.

Paramètres	Koudiet Mahcha	Unité
Superficie du bassin versant	77.0	Km ²
Périmètre du bassin versant	42,29	Km
Altitude à l'exutoire (H _{min})	98	M
Altitude moyenne (H _{moy})	282.54	M
Point culminant (H _{max})	969	M
Pente moyenne bassin	11.43	m/Km
Pente moyenne de l'oued principal	3.99	m/Km
Longueur de l'oued principal	15.12	Km
Coefficient de compacité	1.350	/

I.3. ÉTUDES GÉOLOGIQUE

Les études géologiques et géotechniques établies sur le site de la digue nous permettent de recommander les types d'ouvrages les mieux adaptés à implanter en fonction de la nature du sol et de ces caractéristiques, ainsi la disposition en qualités et en quantités des matériaux de construction au voisinage du site.

Les principales données de base seront présentées au plan géologique sont relevées à travers une analyse des données cartographiques disponibles et une reconnaissance visuelle in situ dans l'aire d'étude qui s'étend sur une bonne partie de la vallée successivement seront présentées de manière sommaire, la configuration géomorphologique générale du site de même que l'identification provisoire des structures litho stratigraphiques en travers de la vallée réceptrice de l'ouvrage et dans la retenue.

I.3.1 Géologie régionale

Le site du barrage Mahcha se situe sur les deux oueds qui convergent en bordure du Djebel Ouasset, l'oued Ouglib au pied de la rive gauche et l'oued Khanga au pied de la rive droite. La zone d'étude appartient à la moyenne et basse vallée de l'oued Seybouse qui en direction du nord depuis Bouchegouf se jette dans la baie d'Annaba. Cet oued prend naissance dans les monts de Guelma.

Au sud cette région est délimitée par les monticules de la chaîne numidienne. Il s'agit des reliefs d'altitudes modestes dont les massifs les plus septentrionaux se trouvent dans les environs de la petite ville d'Ain Berda : Kehf Er Rakhma (335 m), Keff Nsour (282m), Djebel Ouasset ou Dj Oust suivant les cartes topographiques (347m) et Djebel Hadja Nahal (202m) Ces collines dominent la grande plaine de Annaba.

La carte géologique Ain Berda au 1/50000, englobant le site du barrage, donne de riches informations sur le cadre géologique à l'échelle régionale. Elle précise la répartition des différentes formations stratigraphiques, anté-tectoniques et post-tectoniques

a. Formations ante-tectoniques

Il s'agit des terrains résultant de l'empilement de nappes de charriage déversées du nord vers le sud. Ces déformations tectoniques résultent de la convergence de plaques, celle Alboran du côté nord ayant disparue et celle de l'Afrique du côté sud.

Ces nappes de charriage sont issues d'environnement paléogéographique variées :

- Nappe numidienne grés-quartziteuse est d'âge oligocène
- Nappe du flysch argilo-marneuse est d'âge sénonien Crétacé supérieur,
- Nappe du flysch généralement gréseux est d'âge Tilonien Crétacé inférieur,
- Nappe Ain Berda, à sédiments hétérogènes est d'âge crétacé-oligocène

Les deux principales nappes qui concernent le projet sont flyschs gréseux numidien et celle des flyschs argileux sénoniens.

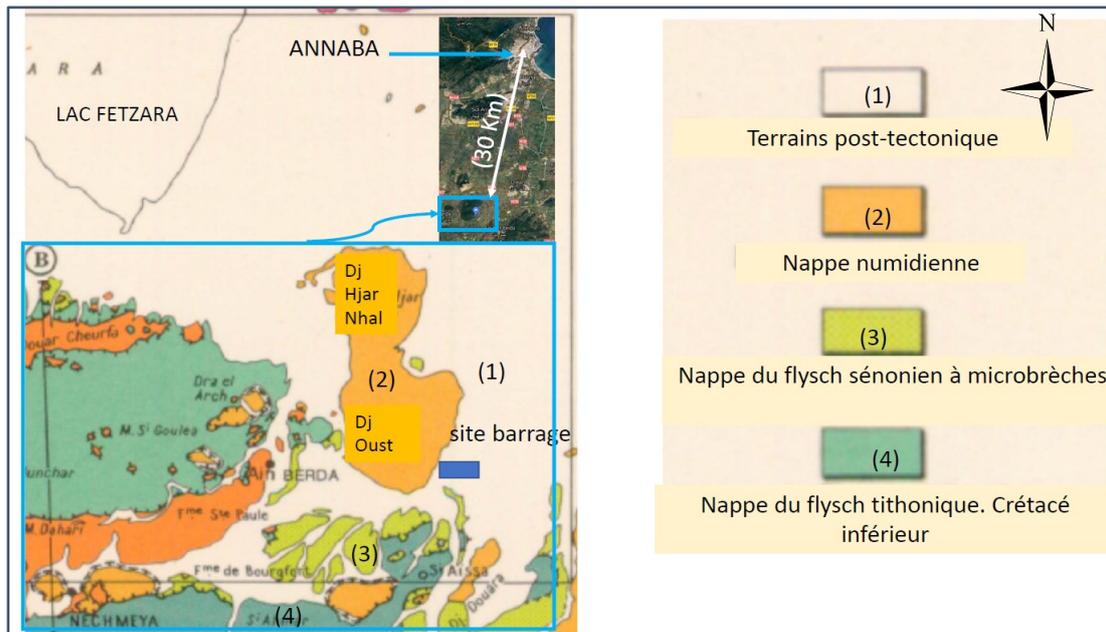


Figure I. 2 : Extrait de la carte géologique de la zone d'étude

b. Formations post-tectoniques

Il s'agit des dépôts mi-pliocènes, affleurant rarement dans la région et des formations quaternaires d'origines variées, laguno-marines, alluvionnaires des vallées ou d'épandage fluvial mal classé. Ces épandages sont organisés dans l'environnement du projet en terrasses, dont les plus développées peuvent fournir l'essentiel des besoins en matériaux de construction des recharges et noyau du barrage souple envisagé. Il s'agit de :

- La terrasse Q4-5 (Figure 1-2) : constitué des galets du Numidien, atteignant souvent 60 cm, généralement non cultivés. Son matériau grossier peut entrer dans la constitution des recharges du barrage projeté.
- La terrasse basse A (Figure 1-2) : à limons, sables et chenaux de cailloux roulés étalés sur le lit mineur, formant des plaines fertiles cultivées. Ces matériaux fins peuvent entrer dans la constitution du noyau étanche du barrage projeté.

I.3.2 Géologie du site du barrage

Le site du barrage a été parcouru dans le but d'identifier visuellement les formations géologiques affleurantes. Les relevés sont reportés sur le support topographique précis (échelle 1/500) élaboré dans le cadre de la présente étude.

Dans l'emprise des deux rives, la couverture quaternaire apparaît généralisée.

La carte géologique (Figure I. 3) donne la répartition des terrains de couverture dans les environs du site du barrage. Il s'agit :

- Du Quaternaire « Q4-5 » (Salétien) qui forme le plateau rive droite, à bloc arrondis de grès numidien, objet de carrières actuellement en activité. Cette terrasse peut répondre visiblement à une partie des besoins du remblai.
- Du Quaternaire « Q2 » (Tensifien) terrasse T1, hétérogène, à limon et graviers grossiers qui forment les terrasses moyennes, couvrant la rive droite.
- Le Quaternaire « Q1 » (Soltanien), terrasse T2, hétérogène, à limon et graviers grossiers, faiblement représentées au pied de la rive droite du site.

- Le Quaternaire « A » (Actuel) terrasse T3, à limons et alluvions du lit d'inondation. Ces limons visiblement peu plastiques peuvent être envisagés pour la construction des remblais du barrage.
- Les éboulis de grès numidien « Eb » couvrant par endroit une terrasse argileuse et graveleuse.

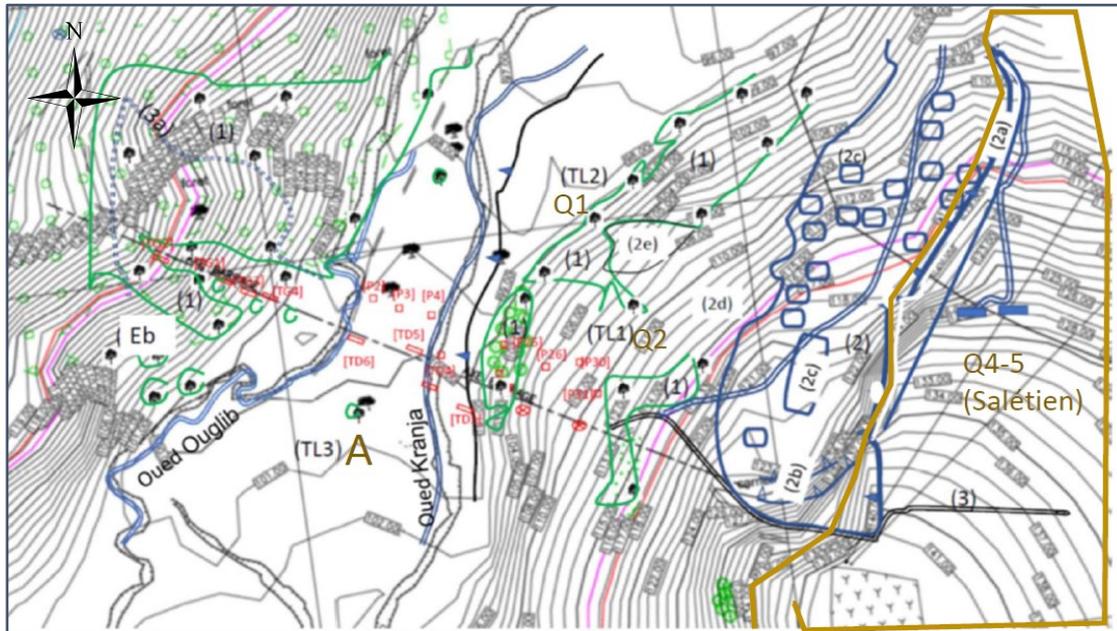


Figure I. 3 : Carte géologique du site du barrage

I.3.3 Géologie de la cuvette

La cuvette a été parcourue dans le but d'identifier visuellement les formations géologiques affleurantes. Le support topographique est également précis, élaboré dans le cadre de la présente étude. De fond plat et de bordure en pente douce, la cuvette est constituée presque totalement de sols cultivés. Le substratum est le flysch schisteux imperméable du Sénonien signalé dans la carte officielle d'Ain Berda. Ces relevés ont manifestement été effectués durant une période où les sols étaient moins labourés, laissant apparaître les affleurements des terrains du substratum.

Mais de nombreux puits manuels de particuliers s'ajoutent avec le temps. Ils montrent les schistes du substratum à quelques mètres de profondeur, de 2 à 4 m le plus souvent.

La coupe géologique type de ces puits sur les 2 à 4 m de profondeur, montre en général :

- Une couche de terre végétale de 20 à 30 cm.
- Une couche de limon de 1 à 3 m.
- Une couche de gravier propre ou gravier lumineux de 1 à 2 m d'épaisseur en général. Cette couche graveleuse peut être absente dans certaines zones de la cuvette.
- Le substratum schisteux dans son état altéré, relativement moins étanche.
- La nappe d'eau emmagasinée dans les sols de couverture et la franche supérieure des schistes altérés.

Les renseignements retenus de l'observation de ces puits en phase cartographique sont :

- La présence de la nappe à faible profondeur, signe de la bonne étanchéité des terrains du substratum.
- La présence du substratum schisteux assurant l'étanchéité de la cuvette,
- La présence de limons sur tout le fond de la cuvette permettant de répondre manifestement au besoin en sol fin pour la construction du noyau du barrage.

I.4. SISMICITÉ

Le barrage résiste normalement mieux aux séismes que d'autres constructions, car il est réalisé pour supporter des efforts horizontaux avec de fortes marges. Bien sûr, compte tenu du type d'ouvrage, des effets différents peuvent se produire.

La résistance des barrages en remblai est moins évidente que les barrages en béton. Un point critique qu'il faut veiller, c'est les désordres qu'un séisme peut engendrer notamment la brusque rupture par submersion de ce barrage. L'accélération de pointe PGA pour la zone envisagée est comprise entre 0.08 et 0.16 g, avec 90% de probabilité que cette valeur ne soit pas dépassée dans les prochains 50 ans.

Le site du Barrage de Koudiate Mahcha fait partie de la région sismogène de Guelma, qui intéresse une partie du Tell constantinois et du massif littoral. Autres sources sismiques se trouvent dans les alentours de Constantine et au large d'Annaba. Cette dernière est probablement liée à l'aire sismotectonique de Guelma. Pour le calcul statique de barrage il faudra considérer un risque sismique d'intensité moyenne-haute.

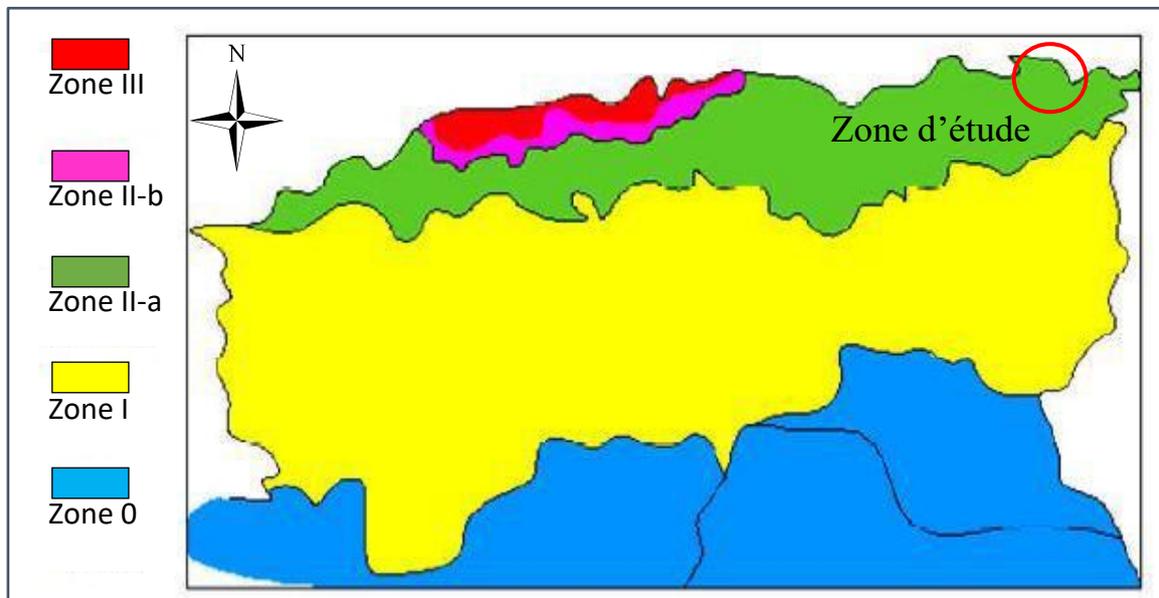


Figure I. 4 : Carte zonage sismique du territoire national-RPA99, (2003, modifiée)

I.5. ÉTUDE GEOTECHNIQUE

I.5.1 Études de fondation

a. Fouilles sondages carottés

Les travaux in situ ont consistés de la réalisation de neuf (9) sondages dont la profondeur a varié entre 3.60m et 57.00m. La profondeur cumulée pour l'ensemble des sondages réalisés est de 348.20 m.

Les coordonnées des sondages ont été évaluées directement sur le terrain, sans instruments. En résumé, les points d'emplacement des sondages se trouvent :

Tableau I. 2 : Points d'emplacement des sondages.

Sondage	Coordonnées			Situation	Profondeur	Essai Lugeon
	X (m)	Y (m)	Z(m)			
S1	944 320	385 520	86	Rive droite Dar Said	57.0	2
PS1				A côté de S1	4	
S1'	944 220	385 500	81	Rive droite Dar Said	19.5	1
S2	944 115	385 515	78.5	Rive droite Dar Said	49.5	2
PS2				A côté de S2	3.9	
S3	943 800	385 520	74	Rive droite O. Khanga	40.5	
S4	943 740	385 485	65	Lit Oued Khanga	40.5	
S5	943 630	385 540	101	Rive gauche Khanga	45.0	2
S6	943 500	385 570	74	Rive droite O. Khanga	18.0	1
PS6				A côté de S6	3.5	
S7	944 120	385 460	79.5	Rive gauche Dar Said	18.0	
PS7				A côté de S7	3.3	
S8	944 100	385 575	79	Rive gauche Dar Said	18.0	
PS8				A côté de S8	3.9	
S9	943 880	385 455	80.2	Rive droite O. Khanga	20.0	2
PS9				A côté de S9	3.6	

Pendant l'avancement des forages, des essais d'eau en pression ont été exécutés (au total 10) et paraffinées plusieurs carottes représentatives, dont les suivantes ont été sélectionnées pour les essais de classification en laboratoire :

Pour la recherche des matériaux de construction des terrasses alluviales ont été explorés, situées près du site du barrage, avec des puits de reconnaissance :

- Haute terrasse (argiles) : P 1-9, avec une profondeur moyenne 1.7 m ;
- Basse terrasse (argiles) : P 10-19, avec une profondeur moyenne de 2.4 m ;

Tableau I. 3 : Essais au laboratoire géotechnique.

Granulométrie complète	6 (essais)
Limites d'Atterberg	16(essais)
Détermination des paramètres physiques	48(essais)
Teneur en carbonates	4(essais)
Résistance à la compression	4(essais)
Essai brésilien	4(essais)
Cisaillement direct CD	3(essais)

b. Sondages et puits

Le carottage a permis de définir les séquences litho stratigraphiques du sous-sol de la zone explorée. Les alluvions de la plaine entre l'oued Khanga et le chabet Dar Said sont en général grossières et constituées de sable/gravier avec cailloux 6 -15 cm et de blocs de grès jusqu'à 1 m, englobés dans une matrice argilo-limoneuse rougeâtre, jaune-ocre, grise et beige. L'ensemble est intercalé localement par des couches de limon argileux et argile (par exemple S1', S8 et PS9) et par des accumulations de blocs de grès. Du point de vue stratigraphique, ce sont surtout des sédiments anciens (Tensiftien), dont la distinction avec les dépôts récents et plus anciens est possible après une étude fouillée des carapaces.

Le substratum rocheux est représenté en général, à l'exception de la zone du S5 (rive gauche de l'oued Khanga), où affleurent les grès quartzeux numidiens, par des pélites et marnes plus ou moins carbonatiques, qui, par extrapolation des affleurements de la carte géologique, appartiennent probablement à la formation du Flysch sénonien. Les niveaux sableux (non mieux définis dans les logs du forage), qui s'intercalent dans les pélites du forage S2, pourraient être attribués à microbrèches détruites par l'outil de perforation. Nous supposons en outre que les argilites brunes altérées du S 1, qui intéressent le sous-sol jusqu'à 16.5 m de profondeur, fassent partie du Flysch sénonien.

I.6. MATERIAUX DE CONSTRUCTION

Au niveau du projet d'exécution l'étude nous a permis de préciser la nature les caractéristiques et la configuration des terrains et de confirmer le volume disponible de matériaux. Les recherches des matériaux de construction se sont développées en deux zones, situées près du site sur l'oued Khanga, où sont présentes des importantes terrasses d'alluvions grossières, argilo-limoneuses. Le but des puits était de déterminer des gisements de matériaux fins pour le noyau.

Classification géotechnique des matériaux

Les essais ont été exécutés sur 7 échantillons représentatifs de la zone 1 et 2 :

Zone 1 – Haute terrasse : Reconnaissances : neuf puits (P 1-9) à la profondeur moyenne de 1.7 m.

P 1 (0,4 – 1.4 m)

C'est un gravier, argile, très sableux, avec éléments fins de haute plasticité (LL=56.1, IP = 27,1). La teneur en eau nat. w_n est de 14.5%. Soumis à un essai de compactage Proctor, le matériau a donné une densité sèche (DP) de 1.766 t/ m³ et une teneur en eau opt. de 14.15 % (SR 0 73.7%). Cet échantillon, compacté à la densité Proctor, a été soumis à un essai de résistance à la compression simple les valeurs sont comme suit :

$q_s = 2.7$ bar, qui correspond à une résistance au cisaillement non drainée $S_u = 1.35$.

Toujours compacté à la densité Proctor, le même échantillon a été soumis à un essai de compressibilité et de consolidation à l'œdomètre. Les résultats du laboratoire SERSID sont comme suit :

- Indice de compression $C_c = 0.132$;
- coefficient de consolidation c_v à 16 bar = $1.86 \cdot 10^{-5}$ cm²/s ;
- coefficient de perméabilité k (à 16 bar) = $8.6 \cdot 10^{-11}$ cm/s ;
- coefficient de consolidation c_v à 32 bar = $1.61 \cdot 10^{-5}$ cm²/s ;
- coefficient de perméabilité k (à 32 bar) = $3.6 \cdot 10^{-11}$ cm/s.

Nous avons calculé un module de compressibilité œdométrique $E_O = 127.2$ bar

P 3 (0,3 – 1.0 m)

Il s'agit d'un gravier, argile, sable avec des éléments fins de plasticité moyenne (LL =25, IP 17.1), du type GC-CL (selon USCS). La teneur en eau naturelle. w_n est 5.2%.

P 6 (0,3 – 0.7 m)

Le matériau analysé est une argile organique optimale de haute plasticité (LL = 63, IP= 28.34), sableuse, du type OH selon USCS. Pour la teneur en eau naturelle $w_n = 9.4\%$, l'indice de consistance IC est 1.89, qui exprime un état solide. Soumis à un essai de compactage Proctor standard, le matériau a donné une densité sèche (DP) de 1.814 t/ m³ et une teneur en eau. de 12.0 % ($S_R = 70.1$).

Zone 2 – Basse terrasse : Reconnaissances : dix puits (P10 – 19) à la profondeur moyenne de 2.4 m.

P 10 (1.0 – 2.4 m)

C'est un sable argileux avec fins de plasticité moyenne (LL = 32.7, IP = 18.52), vert noirâtre, avec traces de gravier. D'après la classification USCS il s'agit d'un sol à la limite entre le type SC-CL et CL. La teneur en eau nat. w_n est 12.1%.

Soumis à un essai de compactage Proctor, le matériau a donné une densité sèche (DP) de 1.864 t/ m³ et une teneur en eau optimal de 12.53 % (SR = 80.3). Le même échantillon, compacté à la densité Proctor, a été soumis à un essai de cisaillement triaxial. L'essai a été exécuté en conditions consolidées, non drainées (CU) et pas en conditions CU-U, comme c'était prévu dans le programme. Les résultats obtenus sont les suivants : $C_U = 0.2$ bar ; $\phi_U = 9^\circ$, qui sont très faibles par rapport au type de matériau analysé.

P 13 (1.0 – 1.9 m)

Selon la classification USCS c'est un limon argileux organique du type OL, très sableux, avec fins de faible plasticité (LL = 32.7, IP = 18.52), verdâtre, avec traces de gravier

.Soumis à un essai de compactage Proctor, le matériau a donné une densité sèche (DP) de 1.8 t/m^3 et une teneur en eau optimal. De 14.5. Teneur en eau nat. $w_n = 7.7\%$.

P 16 (0.3 – 0.9 m)

C'est un sable argileux du type SC-CH / CH (USCS) avec éléments fins de haute plasticité (LL = 63, IP = 33.72), avec traces de gravier et de restes de matière organique.

P 18 (0.5 – 2.3 m)

Ce matériau est un gravier argileux très sableux ou un sable argileux avec éléments fins de moyenne plasticité (LL = 31, IP = 13). Ce matériau est classé dans le groupe GC-CL ou SC-CL de la classification USCS. La teneur en eau nat. w_n est 6.8%.

Soumis à un essai de compactage Proctor, le matériau a donné une densité sèche (DP) de 1.828 t/m^3 et une teneur en eau optimal. De 14.2%. Cet échantillon, compacté à la densité Proctor (DP), a été soumis à un essai de compression simple qui a donné le résultat suivant :

$q_s = 1.82 \text{ bar}$, qui correspond à une résistance au cisaillement non drainée $S_u = 0,914$;

Le même échantillon, toujours compacté, a fourni à l'œdomètre ces paramètres :

- indice de compression $C_c = 0.156$;
- coefficient de consolidation c_v à 16 bar = $1.06 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{s}$;
- coefficient de perméabilité k (à 16 bar) = $5.0 \cdot 10^{-12} \text{ cm/s}$;
- coefficient de consolidation c_v à 32 bar = $6.62 \cdot 10^{-5} \text{ m}^2/\text{s}$;
- coefficient de perméabilité k (à 32 bar) = $1.7 \cdot 10^{-12} \text{ cm/s}$.

De la courbe de compressibilité, entre 1 et 10 bar, nous avons calculé un module œdométrique $E_0 = 96 \text{ bar}$.

En résumé, les matériaux analysés sont surtout des graviers et de sables argileux (GC-CL, GC-CH, SC-CL), et, d'une façon subordonnée, des argiles et des limons organiques (OL, OH). Les paramètres géotechniques moyens des échantillons inorganique (P1/0.4-1.4 m, P3/0.3-1 m, P10/1-2.4 m, P16/0.3-09 m, P18/0.5-2.3 m) sont les suivants :

Tableau I. 4 : Les paramètres géotechniques moyens des échantillons inorganique.

Fraction colloïdale (< 2μ) :	2.7 (± 2.1)%	4 essais
Fraction 2-60 mm :	57.2 (± 5.8)%	4 essais
Poids spécifique des grains	2.65 (± 0.018) g/cm^3	5 essais
Teneur en eau w_n :	8.9 (± 3.7)%	5 essais
Éléments fins :		
Limite liquidité LL	41.6 (± 16.8)%	5 essais
Indice plasticité IP	22.0 (± 8.1)%	5 essais
γ_d opt. (DP)	1.82 (± 0.04) t/m^3	3 essais
w opt.	13.6 (± 0.95)%	3 essais

I.6.1 Qualité des matériaux et évaluation des zones d'emprunt

Argiles de noyau

Les puits de reconnaissance ont mis en évidence la présence de matériaux à matrice fine, hétérogènes, qui passent d'un gravier argilo-limoneux (GC-CH/GC-CL) à sables aussi argilo-limoneux (SC-CH/SC-CL) et à argiles et limons organiques (OH, OL). La matière organique est apparemment plus répandue dans la zone d'emprunt 2, avec un sol de couleur généralement brunâtre.

Toutefois, la vallée des oueds Ouglib, Akhniga, Khanga et du chabet Dar Said offre amples surfaces de sols alluviaux et colluviaux qui peuvent satisfaire les exigences du projet. A cet égard, nous nous référons aux pentes de Djebanet Mna ou à celles terrassées du Bou Zetoun, mais aussi aux argiles colluviales des talus du Bou Hammam.

I.7. ESSAIS AU LABORATOIRE

a. Les essais d'identification comprennent

- L'analyse granulométrique qui étudie la répartition des grains, constituant le sol selon leur taille.
- Limites d'Atterberg : caractérisant les différents états de consistance d'un sol fin (limite de plasticité ; limite de liquidité ; indice de plasticité)

b. Les essais mécaniques comprennent

- Les essais de compressibilité : le but de l'essai est de déterminer en laboratoire sur des échantillons intacts, les caractéristiques nécessaires au calcul des tassements du sol en place sous le poids d'une charge verticale et au suivi de l'évolution dans temps, de ses tassements.
- L'essai triaxial pour la détermination de l'angle de frottement interne et la cohésion spécifique et éventuellement les contraintes normales et tangentielles admissibles.
- L'essai Proctor normale, pour déterminer la densité maximale requise correspondant à une teneur en eau optimum définie par l'énergie de compactage.

I.7.1 Résultats et interprétation des essais de laboratoire

Le fait qu'une partie du programme d'essais en laboratoire sur carottes représentatives du substratum de fondation, proposé au laboratoire, n'ait été pas exécutée est apparemment dû à la détérioration des matériaux dans les caisses pendant la longue période de dépôt. En ce qui concerne les pélites et les marnes sénoniennes, les caractéristiques géotechniques moyennes sont :

Tableau I. 5 : Les résultats des essais géotechniques.

Argilites altérées de rive droite (S 1)		
limite liquidité LL	48.8 %	3 essais
indice plasticité IP	24.3 %	3 essais
teneur en carbonates	17 %	2 essais
poids spécifique grains γ_s	2.655 g/cm ³	3 essais
Pélites et marnes du Flysch sénonien (S 2-4)		
limite liquidité LL	49.1 %	9 essais
indice plasticité IP	23.3 %	9 essais
teneur en carbonates	13%	1 essais
indice consistance IC	1.87	3 essais
teneur en eau w_n	6.1 %	4 essais
poids spécifique grains γ_s	2.657 g/cm ³	9 essais
densité	2.216 t/cm ³	3 essais

Du point de vue géotechnique, ce sont des argiles plastiques CH (50% des échantillons analysés) et des limons argileux CL (50%) de bonne consistance (ICMOY = 1.87), précomprimés. La teneur en carbonate, mesurée sur 3 échantillons (13-21%), indique que la roche est essentiellement pélitique, mais elle ne peut pas être considérée représentative, étant possibles des valeurs plus élevées (par exemple dans les marnes des forages S 3 et S4).

Deux essais de cisaillement direct consolidé, drainé (CD), ont été exécutés sur deux échantillons de pélite du forage S1 avec les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau I. 6 : Les essais de cisaillement.

Echantillon	Angle de frottement ϕ'	Cohésion c'
Forage S 1 (3.8 – 4 m)	59.7°	1.2 bar
Forage S 1 (13.5–13.85 m)	41.8°	3.4 bar

Les deux échantillons de grès numidien (S 5), qui ont été soumis à un essai de compression simple, ont fourni une résistance qui varie entre 700 et 720 bar. La résistance la traction pour les mêmes échantillons variés de 200 à 215 bar est, nous constatons qu'elle est élevée.

Les diagrammes des essais en laboratoire sur échantillons représentatifs du substratum sont assemblés dans le fascicule.

I.8. EVALUATION DES PARAMÈTRES GEOTECHNIQUES

Pour le calcul de la capacité portante des alluvions de fondation et du substratum rocheux, nous proposons des paramètres géotechniques basés en défaut d'essais en laboratoire significatifs - sur les classifications susdites (puisées des résultats des recherches effectuées), sur les observations du comportement de la roche dans la nature, et sur des comparaisons avec les valeurs empiriques pour les roches semblables de la littérature.

a. Fondation**Tableau I. 7 :** Récapitulatif des paramètres géotechnique de la fondation.

Alluvions de l'oued Khanga et du chabet Dar Said	
Densité humide	2.1 t/m ³
Densité saturée	2.2 t/m ³
Cohésion, c	1.1 t/ m ²
Angle de frottement φ'	36°
Alluvions des oueds Ouglib et Akhniga	
Densité humide	1,95 t/m ³
Densité saturée	2.1 t/m ³
Cohésion, c	1,2 t/m ²
Angle de frottement φ'	25°
Alluvions argileuses	
Densité humide	1.8 t/m ³
Densité saturée	1.9 t/m ³
Cohésion, c'	2,0 t/m ²
Angle de frottement φ'	19°
Eboulis argileux de rive gauche de l'oued Ouglib	
Densité humide	2.05 t/m ³
Densité saturée	2.15 t/m ³
Cohésion c'	2,1 t/m ²
Angle de frottement φ'	22°

b. Remblais**Tableau I. 8 :** Récapitulatif des paramètres géotechnique du remblais.

Argile de noyau	
Densité Proctor	1.8 t/m ³
Densité saturée	1.9 t/m ³
Cohésion, c'	1,7 t/m ²
Angle de frottement φ'	19°
Enrochement (grès)	
Densité humide	2.25 t/m ³
Densité saturée	2.3 t/m ³
Cohésion, c	2,4 t/m ²
Angle de frottement φ'	42°

Drainages et filtres	
Densité humide	1.9 t/m ³
Densité saturée	2.1 t/m ³
Cohésion, c	2,3 t/m ²
Angle de frottement ϕ'	34°

I.9. DESCRIPTION DU BARRAGE

L'analyse a révélé qu'un barrage en terre serait le choix le plus économique du site, avec évacuateur de crue à seuil libre en rive droite, la dérivation et la galerie de vidange de 5.5m de diamètre, implantées en rive gauche où la présence de grès numidien était supposée en profondeur sous le manteau d'éboulis en rive gauche.

I.9.1 La digue

Le barrage de MAHCHA est en remblai zoné à noyau central d'argile, suivant la disponibilité des matériaux argileux sur la rive droite

Le talus aval est recouvert de terre végétale et engazonné, ce qui lui permet de mieux résister à l'érosion due à la pluie. Le talus amont est souvent protégé de l'effet d'érosion des vagues sous forme d'enrochement ($e = 0.60$ m). Ce qui concerne le talus aval on utilise l'enrochement de pierre reposant sur un filtre (lit de gravier et sable) d'épaisseur (0,3m). Les pentes amont et aval des parements sont 1V :3H et 1V :2,5H, respectivement.

I.9.2 L'évacuateur de crue

La protection du barrage vis-à-vis des crues sera assurée par un évacuateur de crues latéral à seuil rectiligne, dont la cote du déversement sera à 116 m. cet ouvrage, qui sera implanté sur le versant droit de la vallée et fondé sur le terrain naturel, est composé d'un canal évacuateur rectangulaire, de 10 m de longueur et 9 m de largeur, et d'un bassin de dissipation par ressaut hydraulique (type II USBR) de 35 m de longueur et 10 m de largeur. Cet évacuateur est dimensionné pour évacuer une crue millénaire avec un débit de 299 m³/s.

I.9.3 La dérivation provisoire

Pendant la construction du barrage, la dérivation de l'oued sera assurée au moyen de deux batardeaux et une galerie. Le batardeau en amont sera implanté de façon qu'il pourra être incorporé dans la digue principale. La crête sera à 670.5 m. NGA. La hauteur maximale de la digue sera approximativement de 21,52 m au-dessus du lit de la rivière. Le batardeau en aval sera nécessaire pour empêcher les eaux de crue de remonter dans la zone où la digue sera construite. La crête de ce batardeau sera à 658.0 m NGA. La hauteur maximale de la paroi sera de 5 m. la galerie, doit évacuer la crue de chantier estimée à 203 m³/s ce qui représente un débit laminaire de 160 m³/s d'une période de retour de 50 ans, sera implantée sur le flanc gauche, Cette dernière sera par la suite transformée en ouvrage permanent qui devra abriter la vidange de fond

I.9.4 La vidange de fond

Après l'achèvement de la construction du barrage, la galerie de dérivation va se transformer avec la réduction de sa section transversale en une galerie de vidange de fond dont les caractéristiques sont les suivantes :

- Débit maximum : 6,1 m³/s
- Diamètre : 1,2 m
- Longueur : 360 m
- Côte à l'entrée : 98 mNGA

I.9.5 La prise d'eau

La tour sera une structure indépendante dont le diamètre intérieur sera égal à 7 m. Pour permettre de tirer la meilleure eau du niveau supérieure, 2 prises seront mises en place. Une vanne papillon de 800 mm de diamètre sera placée à chaque prise et chaque prise sera protégée par une grille grossière fixe et une grille fin amovible. Si les vannes papillon dans la tour doivent être retirées, la grille fine à une prise particulière sera remplacée par un batardeau utilisant les mêmes rainures. Ceci veut dire que toutes les grilles devront être retirées quand la prise la plus basse devra être isolée.

I.10. La stabilité du barrage:

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. On utilise le plus souvent la méthode grapho-analytique (Méthode de FELLENIUS) dite « méthode des tranches », qui est de calcul en rupture circulaire.

On a pu avoir une appréciation générale sur le barrage, telle que la stabilité de la digue de Mahcha, l'étanchéité de la fondation et celle de la digue. Concernant, la stabilité, le coefficient de sécurité minimum calculé pour les différents cas de sollicitation est strictement supérieur aux coefficients de sécurité admissibles avec et sans séisme. Et la stabilité des talus de la digue est vérifiée pour tous les cas de sollicitation, d'où les fruits des talus amont et aval sont acceptés.

Les coefficients de sécurité obtenus pour le parement amont ne descendent jamais au-dessous de 1.61 dans les conditions d'exploitation ordinaire ; ils baissent à 1.20 en concomitance avec les actions sismiques, tout en demeurant acceptables par les Normes de référence appliquées.

Pour le parement aval les coefficients de sécurité résultent supérieurs aux minimums réglementaires dans toutes les situations examinées ; la valeur minimale 1.24 se vérifie en présence d'actions sismiques et concerne un cercle profond.

Conclusion

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

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

Pour le choix de la variante du barrage, cinq variantes ont été proposées, après l'étude technico-économique la variante choisie est : un barrage en terre avec noyau d'argile.

Pour l'évacuateur des crues, une seule variante a été étudiée : un évacuateur de crues latéral à seuil rectiligne composé d'un canal évacuateur rectangulaire et d'un bassin de dissipation par ressaut hydraulique (type USBR I).

Pendant la construction du barrage, la dérivation de l'oued sera assurée au moyen de deux batardeaux et une galerie. Cette dernière sera transformée en galerie de conduite de vidange de fond et conduites de prise d'eau.

CHAPITRE II :
Etude hydrologique

Introduction

L'hydrologie se définit comme l'étude de cycle de l'eau et l'estimation des différentes volumes et débits qui traversent chacune de ses étapes. Le dimensionnement des ouvrages hydrauliques est toujours lié à une bonne estimation du volume d'eau, des débits disponibles ainsi que des débits extrêmes (crues ou étiages).

Dans le bassin versant du barrage de Mahcha il n'existe ni station de jaugeage, ni pluviométrique, ainsi entre toutes les données disponibles on a choisi selon celles les stations pluviométriques et hydrométriques qui présentent un nombre et une superposition d'années d'observation plus grandes de 20 ans. Pour l'étude des apports, la station hydrométrique prise en compte est Ain Berda sur l'Oued Ressoul, à la limite ouest du bassin versant de l'Oued Khanga, et pour l'étude des précipitations on a pris en compte la station pluviométrique d'Ain Berda qui dispose d'une série pluri décennale de mesures les quelles pour 20 ans sont superposables aux mesures de jaugeage disponibles.

II.1. LE BASSIN VERSANT

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

Chaque bassin versante séparé des autres par une ligne de partage des eaux, cette limite est déterminée sur la carte topographique. En commençant par un exutoire, on trace à main levée des segments perpendiculaires aux courbes de niveau en passant par les crêtes, aboutissant automatiquement à l'exutoire.

II.1.1 Caractéristiques du bassin versant

II.1.1.1 Caractéristiques géométriques

a. Surface :

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

$$S = 77.00 \text{ km}^2$$

b. Périmètre :

Le périmètre correspond à la limite extérieure du bassin versant :

$$P = 42.29 \text{ km}$$

c. Longueur du talweg principal :

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

$$L_p = 15.12 \text{ km}$$

II.1.1.2 Caractéristiques hydro-morphologiques

La forme du bassin versant influence fortement l'écoulement global et notamment le temps de réponse du bassin versant. C'est la configuration géométrique projetée sur un plan horizontal. Un bassin versant allongé ne réagira pas de la même manière qu'un bassin ramassé même s'ils sont placés dans les mêmes conditions météorologiques.

a. Indice de compacité (de Gravelius Kc) :

Appelé aussi indice de forme, cet indice caractérisant la forme du bassin versant est le rapport entre le périmètre du bassin P et la circonférence du cercle P' de rayon R ayant la même superficie S que le bassin.

$$Kc = \frac{P}{P'} = \frac{P}{2\pi R} \quad \text{Avec :} \quad S = \pi R^2 \quad \text{et} \quad R = \sqrt{\frac{S}{\pi}} \dots\dots\dots(\text{II. 01})$$

$$Kc = \frac{P}{2\pi\sqrt{\frac{S}{\pi}}} = \frac{\sqrt{\pi} p}{2\pi\sqrt{S}} = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \dots\dots\dots(\text{II. 02})$$

Où :

- P = périmètre stylisé du bassin en Km
- S = superficie en Km²

Pour le bassin versant de la retenue de Koudiet Mahcha au droit de resserrement on obtient :

$$Kc = 1.350$$

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

- Si Kc = 1 => bassin parfaitement circularisé
- Si Kc < 1.128 => bassin ramassé
- Si Kc > 1.128 => bassin allongé

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

b. Coefficient d'allongement :

Ce coefficient est obtenu par la relation suivante :

$$Ca = \frac{L^2}{S} \dots\dots\dots(\text{II. 03})$$

- L : la longueur du talweg principal (Km).
- S : la superficie du bassin versant (Km²).

$$Ca = 2.97$$

c. Rectangle équivalent ou rectangle de Gravelius

C'est une transformation purement géométrique en un rectangle de dimensions L et l, ayant la même surface que le bassin versant. Il permet de comparer les bassins versants entre eux de point de vue de l'écoulement. Les courbes de niveau sont des droites parallèles aux petits côtés du rectangle et l'exutoire est l'un de ces petits côtés. Si L et l représentent respectivement la longueur et la largeur du rectangle équivalent, alors :

- Le périmètre du rectangle équivalent : P= 2 (L + l) (km).
- La surface du rectangle équivalent : S= L* l (km²).
- Le coefficient de compacité Kc= 0,28 $\frac{L^2}{S}$.

En combinaison ces trois relations, on obtient :

$$L, l = Kc \frac{\sqrt{S}}{1,128} (1 \pm \sqrt{1 - (1,128/Kc)^2}) \dots\dots\dots(\text{II. 04})$$

$$L = 16.26 \text{ km} \quad \text{et} \quad l = 4.73 \text{ km}$$

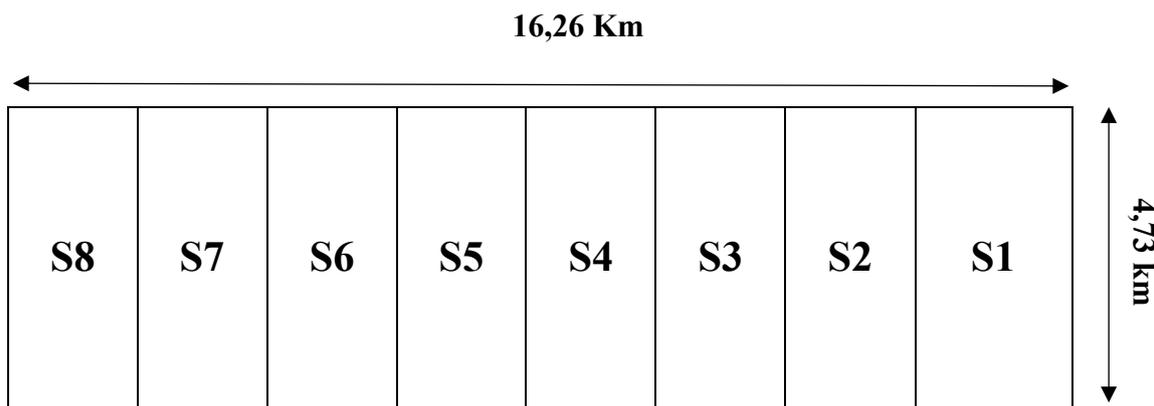


Figure II. 1 : Rectangle équivalent

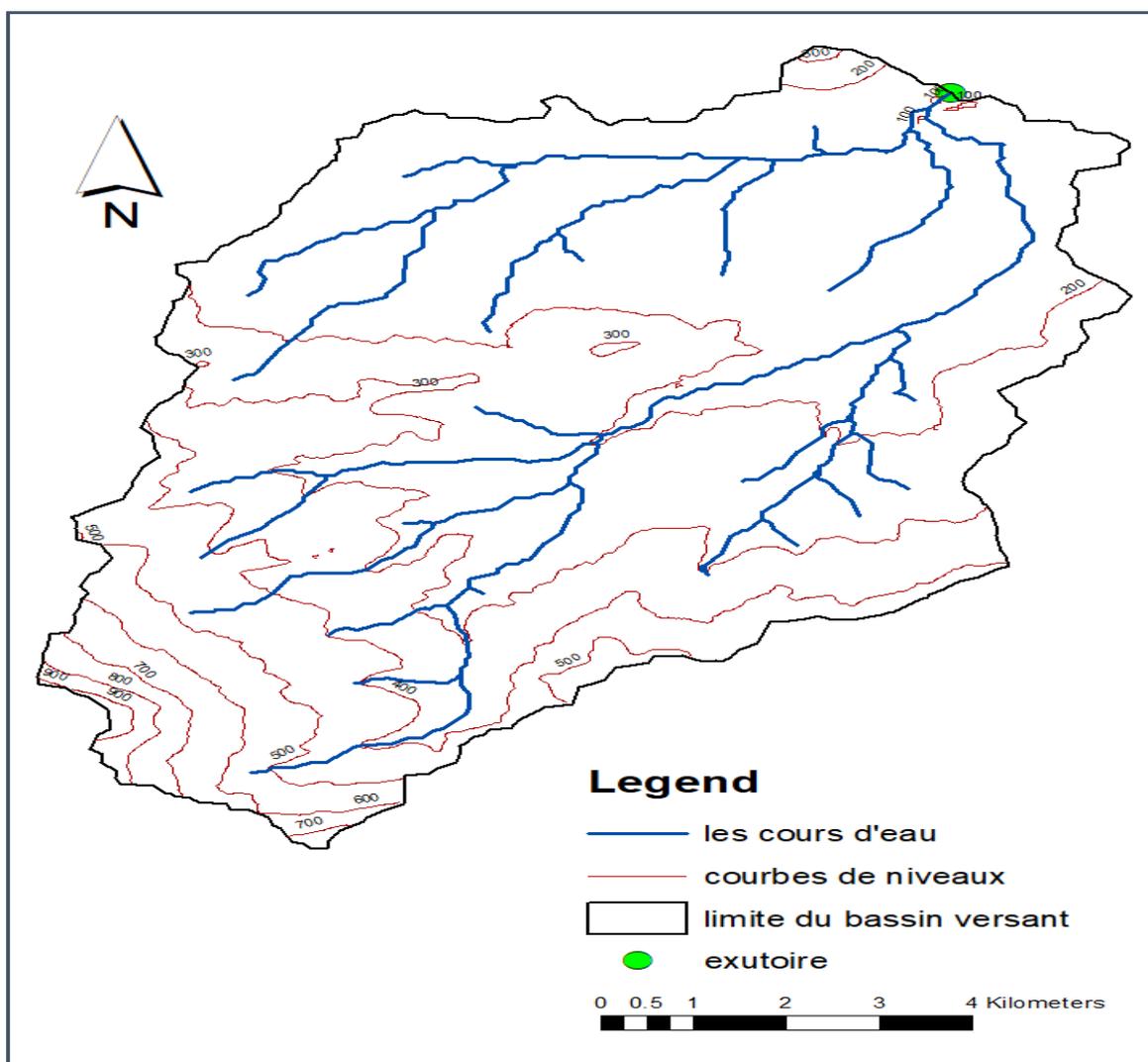


Figure II. 2 : Plan général – Bassin versant de la retenue de Koudiet Mahcha

II.1.2 Hypsométrie du bassin versant

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

II.1.2.1 La 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. Elle exprime ainsi la superficie du bassin ou le pourcentage de superficie, au-delà d'une certaine altitude. Les courbes hypsométriques demeurent un outil pratique pour comparer plusieurs bassins entre eux ou les diverses sections d'un seul bassin. Elles peuvent en outre servir à la détermination de la pluie moyenne sur un bassin versant et donnent des indications quant au comportement hydrologique et hydraulique du bassin et de son système de drainage.

Tableau II. 1 : Hypsométrie du bassin versant de la retenue de Koudiet Mahcha.

Altitude (m)	Hi – Hi-1 (m)	Surfaces Partielles (Si) (km ²)	Surfaces Partielles(Si) (%)	Surfaces cumulées (km ²)	Surfaces cumulées (%)
969 -900	69	0.16	0.21	0.16	0.21
900-800	100	0.53	0.69	0.69	0.90
800-700	100	1.11	1.44	1.80	2.33
700-600	100	1.90	2.46	3.69	4.80
600-500	100	3.33	4.32	7.02	9.11
500-400	100	7.67	9.97	14.69	19.08
400-300	100	12.47	16.20	27.16	35.28
300-200	100	19.74	25.63	46.90	60.91
200-100	102	30.05	39.02	76.95	99.93
100-98	2	0.06	0.07	77.00	100.00

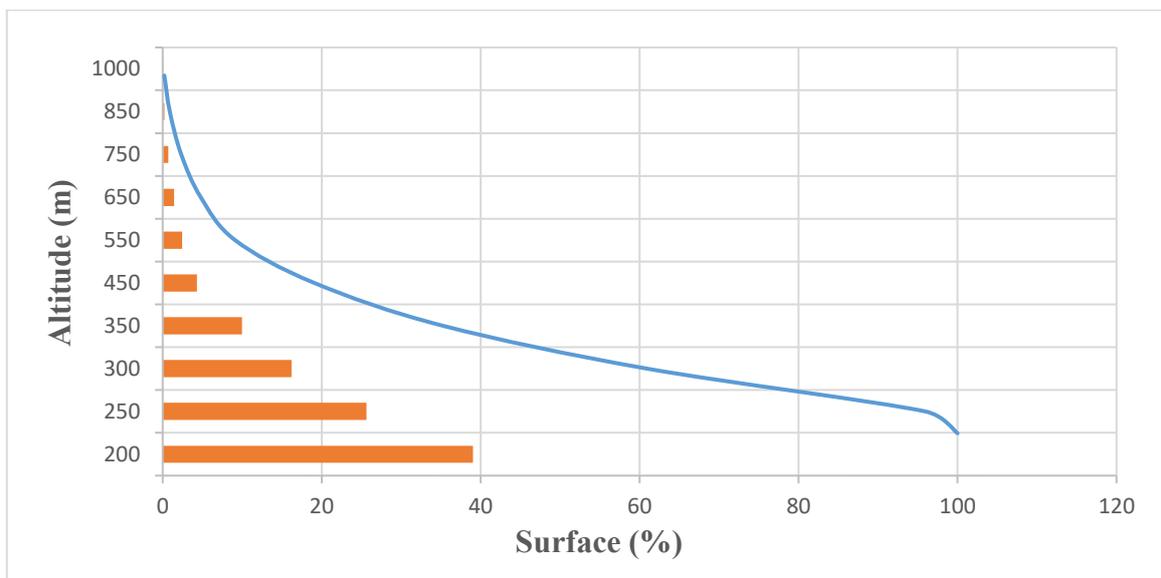


Figure II. 3 : Hypsométrie du bassin versant de la retenue de Koudiet Mahcha

II.1.2.2 Détermination des altitudes

a. L'altitude maximale et minimale

Elles sont obtenues directement à partir de cartes topographiques. L'altitude maximale représente le point le plus élevé du bassin tandis que l'altitude minimale considère le point le plus bas, généralement à l'exutoire. Elles déterminent l'amplitude altimétrique du bassin versant et interviennent aussi dans le calcul de la pente, donc d'après la carte topographique:

Hmax = 969 m NGA et Hmin = 98 m NGA

b. Altitude moyenne

L'altitude moyenne est calculée par la formule:

$$H_{moy} = \frac{\sum_{i=1}^n S_i H_i}{S} \dots\dots\dots (II. 05)$$

Avec :

- Si : surface partielle entre deux courbes de niveau (Km²)
- Hi : Altitude moyenne entre deux courbes de niveau successive (m)
- Sbv : Superficie du bassin versant (Km²).

Hmoy = 282.54 m

Tableau II. 2 : Détermination de l'altitude moyenne.

Altitude (m)	Hi (m)	Si (km ²)	Si*Hi (m.km ²)
969 -900	934.5	0.16	148.61
900-800	850	0.53	452.47
800-700	750	1.11	829.03
700-600	650	1.90	1232.20
600-500	550	3.33	1828.82
500-400	450	7.67	3453.16
400-300	350	12.47	4365.46
300-200	250	19.74	4933.97
200-100	150	30.05	4506.89
100-98	99	0.06	5.502
Total		77.00	21756.148

c. 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.

$$H_{\text{méd}} = 289.1 \text{ m}$$

II.1.2.3 Les indices

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

a. Indice de pente globale Ig

Il est donné par la formule :

$$I_g = \frac{D}{L} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \dots\dots\dots (II. 06)$$

Avec :

- D : dénivelée entre H5% et H95% (m).
- L : longueur du rectangle équivalent (km) ; L=16.26 km
- H5% et H95% : sont lues sur la courbe hypsométrique .elles sont respectivement les altitudes correspondantes à S5% et S95% ; D= 475.4 m

$$I_g = 2.9 \%$$

On pourra dire que notre bassin est **assez fort**.

b. Indice de pente de roche Ip:

Ip est la moyenne de la racine carrée des pentes mesurées sur le rectangle équivalent, et pondéré par les surfaces comprises entre deux courbes de niveau Hi et Hi-1. Il est donné par la formule suivante :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{S_i(H_i - H_{i-1})} \dots\dots\dots (II. 07)$$

Avec :

- L : longueur du rectangle équivalent (m).
- Si : surface partielle (%) comprise entre 2 courbes de niveau consécutives Hi et Hi

Tableau II. 3 : Détermination de la pente de roche

Altitude (m)	Hi-Hi-1 (m)	Si (km ²)	$\sqrt{Si * (Hi - Hi - 1)}$ ($\sqrt{m. km^2}$)
969 -900	69	0.16	3.31
900-800	100	0.53	7.30
800-700	100	1.11	10.51
700-600	100	1.90	13.77
600-500	100	3.33	18.23
500-400	100	7.67	27.70
400-300	100	12.47	35.32
300-200	100	19.74	44.43
200-100	102	30.05	55.36
100-98	2	0.06	0.33
Somme		77.00	216.26

$$AN : I_p = \frac{1}{\sqrt{16260}} 216.26 = 1.70 \%$$

$$I_p = 1.70 \%$$

c. La pente moyenne du bassin versant Im:

Elle est donnée par la formule :

$$I_m = \frac{\Delta H(0.5L_1 + L_2 + L_3 + \dots + 0.5L_n)}{S} \dots\dots\dots (II. 08)$$

Avec :

- ΔH : dénivelée (m).
- Li : longueur de la courbe de niveau d'ordre 1,2,.....n (m).
- S : surface du bassin versant (km²).

Tableau II. 4 : Longueurs des courbes se niveaux.

N°	cote de la courbe (m)	ΔH (m)	Longueur (Km)
1	100	100	1.69
2	200		19.84
3	300		25.16
4	400		19.26
5	500		9.51
6	600		5.83
7	700		3.99
8	800		2.77
9	900		1.65

$$I_m = 11.43 \%$$

II.1.3 Caractéristiques hydrographiques de bassin versant

a. Réseau hydrographique

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

b. Densité de drainage

Elle est définie étant le rapport entre la longueur totale de tous les talwegs « L_i » du bassin versant, à la surface totale « S » du bassin. Elle reflète la dynamique du bassin, la stabilité du chevelu hydrographique et le type de ruissellement de surface. Elle est donnée par la formule suivante et exprimée en km/km^2 .

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S} \dots\dots\dots (II. 09)$$

- $\sum_{i=1}^n L_i$: La longueur totale de tous les talwegs (km).
- S : surface totale du bassin versant (km^2).

Pour procéder à son calcul, il faut classer les cours d'eau. Il existe plusieurs classifications, la plus utilisée est celle de Schum, qui dit « est d'ordre $x+1$, tout tronçon de cours de rivière formé par la réunion de 2 cours d'eau d'ordre x ».

AN : $D_d = \frac{78.63}{77} = 1.02 \text{ km}/km^2$.

$D_d = 1.02 \text{ km}/km^2$

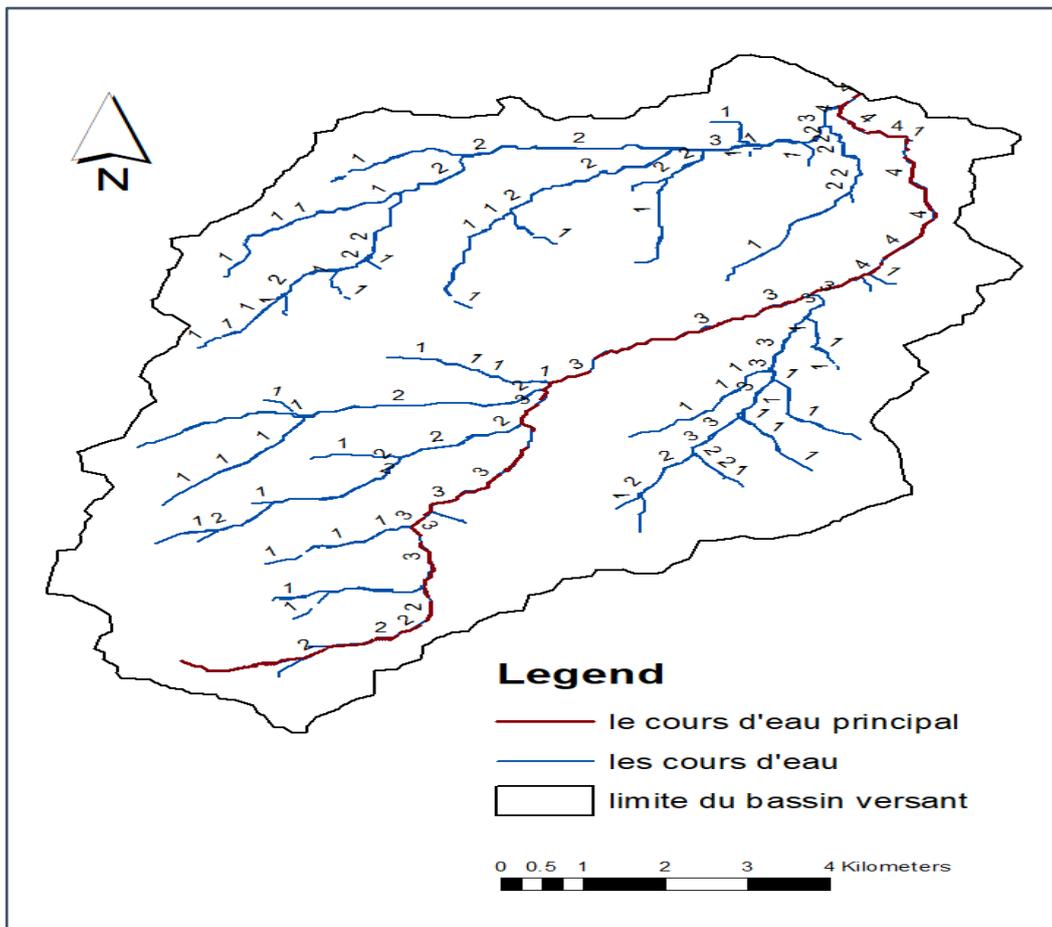


Figure II. 4 : Réseau hydrographique du bassin versant

c. Temps de concentration t_c

C'est le temps que met la particule d'eau la plus éloigné pour arriver à l'exutoire, il peut être calculé par la formule de Giandotti (1937) :

$$t_c = \frac{4\sqrt{S}+1.5L_{cp}}{0.8\sqrt{H_{moy}-H_{min}}} \dots\dots\dots (II. 10)$$

Avec :

- S : surface du bassin versant (Km²).
- L_{cp} : longueur de cours d'eau principal (Km).
- t_c : temps de concentration exprimé en heure (h).
- H_{moy} : altitude moyenne (m).
- H_{min} : altitude minimale (m).

$$AN : t_c = \frac{4\sqrt{77}+1.5*15.12}{0.8\sqrt{282.54-98}}$$

$t_c = 5.32$ heures

d. Vitesse de ruissellement

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

$$V_r = \frac{L_{cp}}{t_c} \dots\dots\dots (II. 11)$$

Avec :

- L : Longueur du thalweg principal (Km).

$V_r = 2,84$ km/h

e. Profil en long de l'Oued

Ce profil est tracé à partir de la carte topographique en tenant compte de l'altitude et de la longueur du cours d'eau. Sur ce profil, peuvent figurer les infrastructures importantes (barrages, voies ferrées...etc.) et les divers affluents.

Tableau II. 5 : La longueur de cours d'eau principale en chaque altitude.

N°	Courbe de niveau (m)	Distance cumulée (km)
1	664	0.00
2	650	0.05
3	600	0.36
4	550	0.58
5	500	0.80
6	450	1.16
7	400	1.71
8	350	2.70
9	301	4.05
10	250	5.48
11	200	7.97
12	150	11.58
13	100	16.60

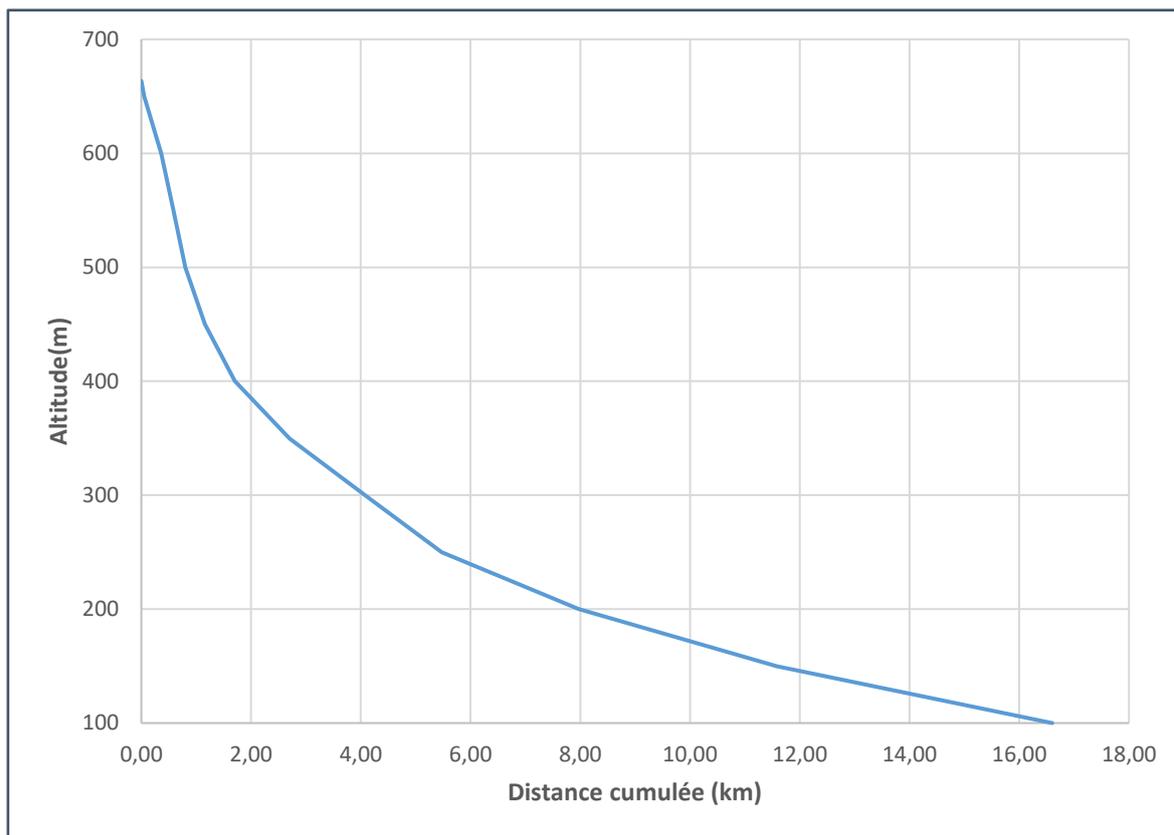


Figure II. 5 : Profil en long du cours d'eau principal

f. La pente moyenne de cours d'eau principal

Elle exprime le rapport entre la dénivellée et la longueur comprise entre deux points suffisamment distants sur le cours d'eau principal. Elle est donnée par la formule suivante :

$$I_c = \frac{\Delta H}{\Delta L} \dots\dots\dots(\text{II. 12})$$

Avec :

- ΔH : dénivellée entre deux points suffisamment distants (m).
- ΔL : distance entre ces deux points (km).

$$I_c = 3.99 \%$$

Tableau II. 6 : Caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant

Désignation		Symbole	Unités	Valeur
Surface		S	km ²	77,00
Périmètre		P	km	42.29
Longueur du talweg principal		L	km	15.12
Pente moyenne du cours d'eau principal		Ic	%	3.99
Indice de compacité		Kc	–	1.350
Coefficient d'allongement		Ca		2.97
Rectangle équivalent	Largeur	l	km	4.73
	Longueur	L	km	16.26
Altitudes	Maximale	Hmax	m	969
	Moyenne	Hmoy	m	282.54
	Médiane	Hméd	m	289.1
	Minimale	Hmin	m	98
Indice de pente de roche		IP	%	1.70
Indice de pente globale		Ig	%	2.9
Indice de pente moyenne		Im	%	11.43
Densité de drainage		Dd	km/km ²	1.02
Temps de concentration		tc	h	5.32
Vitesse de ruissellement		Vr	km/h	2.84

II.1.4 Caractéristiques climatiques

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

a. La température

Les stations utilisées sont représentatives du bassin versant de la retenue de Koudiet Mahcha ; elles présentent des séries de données de longueurs inégales mais fiables. La station Annaba-Les Salines près de l'aéroport se trouve au Nord du bassin versant, tandis que les deux stations Bouchegouf et Guelma se trouvent au Sud du bassin versant. Les données adoptées pour les températures moyennes mensuelles seront les suivantes

Tableau II. 7 : Répartition de la température mensuelle.

Mois	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil.	Août
T°moy	22.93	19.97	15.55	13.03	11.36	11.82	13.23	15.06	18.23	22.23	24.80	25.69

Source : A.N.B.T

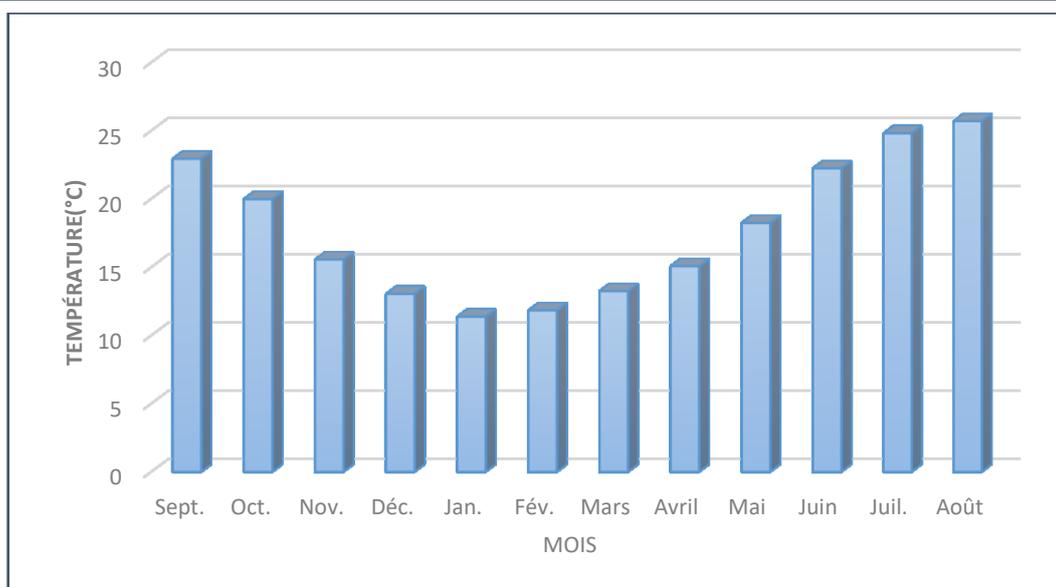


Figure II. 6 : Répartition mensuelle de la température

On observe que le maximum des températures est enregistré au mois d'**Août** et le minimum au mois de **Janvier**

b. L'humidité

L'humidité relative est l'un des principaux paramètres du cycle hydrologique. Elle est la source de toutes les précipitations, elle conditionne l'évaporation. Elle correspond au rapport de la tension de vapeur réelle observée à la tension de vapeur saturante à la même température. Les moyennes mensuelles de l'humidité relative varient de 70.27% en été (Juillet) à 78.23% en hiver (Janvier) avec moyenne annuelle de 74.74%.

Le tableau suivant donne la moyenne mensuelle de l'humidité relative à Annaba-Les Salines :

Tableau II. 8 : Répartition d'humidité mensuelle

Mois	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil.	Août
H (%)	72.42	74.88	76.45	77.25	78.23	77.05	75.50	74.93	75.03	73.01	70.27	71.84

Source : A.N.B.T

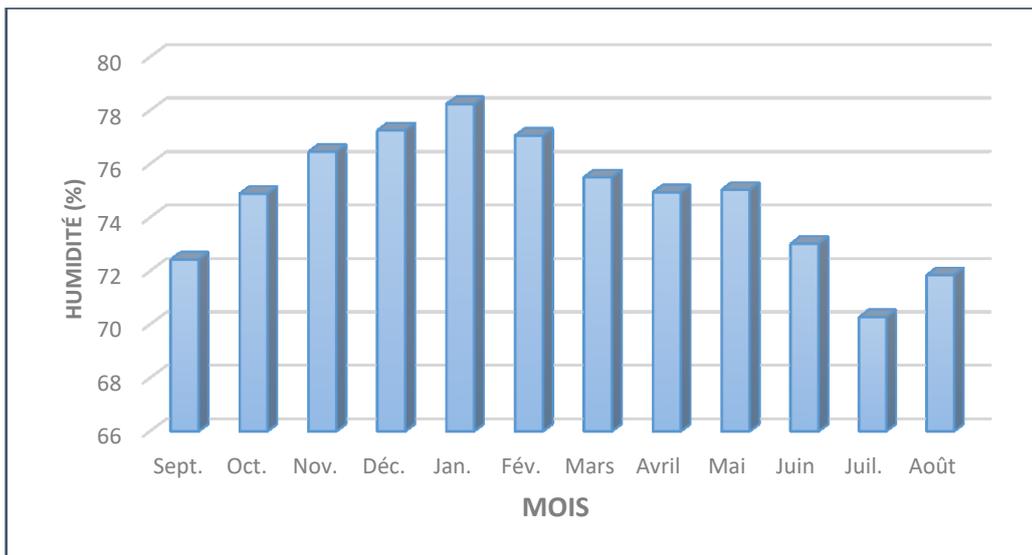


Figure II. 7 : Répartition mensuelle de l'humidité

c. Le vent

Selon la même source, les vents dominants, vitesse comprise entre 6 et 10 m/s, sont les vents du Sud-Ouest (Octobre – Mars) et du Nord (Mai – Septembre). Les vents violents (vitesse supérieure à 130 Km/h) surgissent, mais de façon très rare, aux mois d'Octobre, Janvier et Février. Ces vents, parfois associés à des orages, contribuent énormément aux dommages causés par les inondations. A l'échelle de l'année, le vent moyen souffle avec une vitesse de 3.18 m/s à la station Annaba-Les Salines.

Le tableau suivant donne la moyenne mensuelle de la vitesse des vents à Annaba-Les Salines :

Tableau II. 9 : Répartition mensuelle de la vitesse des vents.

Mois	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil.	Août
V(m/s)	3.07	2.92	3.07	3.47	3.27	3.33	3.34	3.24	3.04	3.06	3.21	3.16

Source : A.N.B.T

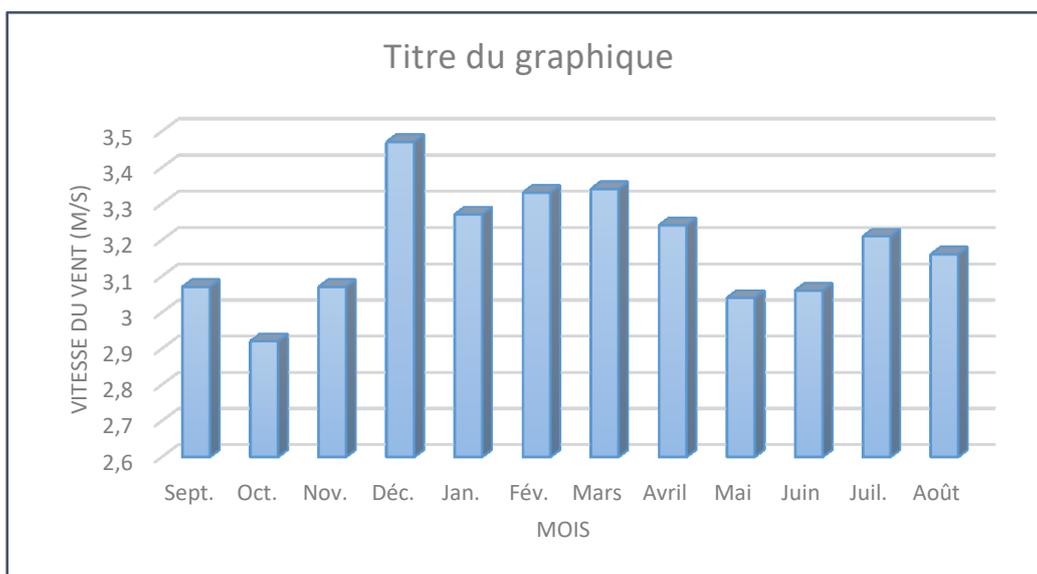


Figure II. 8 : Répartition mensuelle de la vitesse des vents

d. Evaporation

Tableau II. 10 : Répartition d'évaporation mensuelle

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill	Aout	Année
Ev(mm)	146	111	72	54	49	54	67	83	110	146	212	212	1316
Ev(%)	11.1	8.4	5.5	4.1	3.7	4.1	5.1	6.3	8.4	11.1	16.1	16.1	100

Source : A.N.B.T

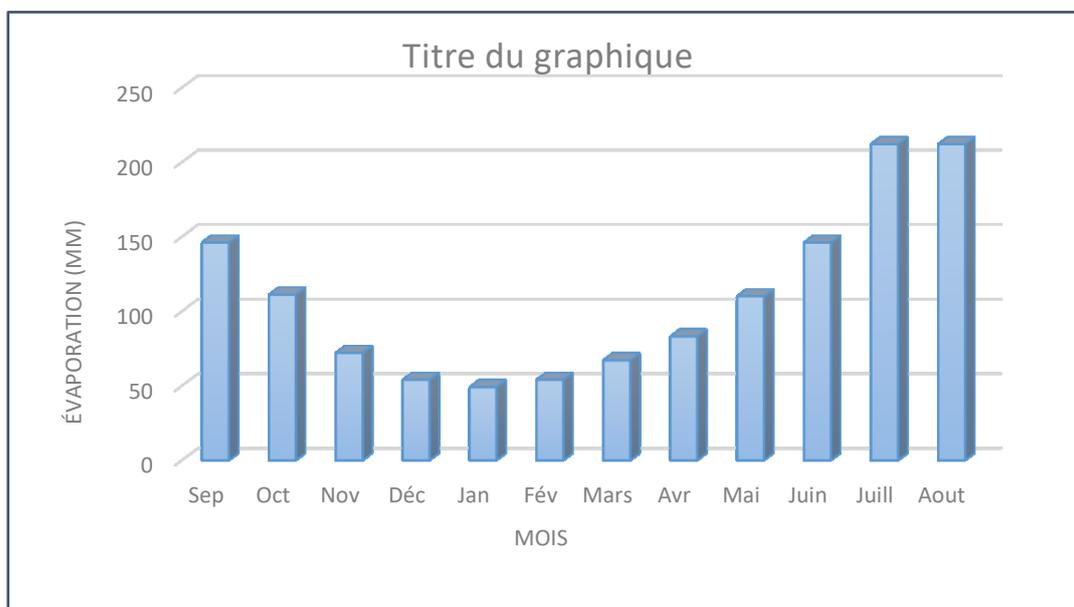


Figure II. 9 : Répartition mensuelle de l'évaporation

e. Pluviométrie

La plaine du bassin versant de la retenue de Koudiet Mahcha qui s'étend de la localité d'Ain Berda vers le Sud, à la limite d'une zone plus aride, est soumise dans son ensemble à un climat méditerranéen caractérisé par des précipitations abondantes et parfois violentes, concentrées au cours d'un hiver qui dure 4 à 5 mois et par une période sèche pratiquement totale pendant les mois d'été.

La station d'Ain Berda est la plus proche du site avec une période d'observation de 1947-2013 soit 66 ans. On utilisera celle-ci pour l'étude des précipitations qui suivra.

Tableau II. 11 : Répartition mensuelle de la pluie annuelle

Mois	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil.	Août	total
p(mm)	35.5	57.3	75.4	91.2	94.9	72.5	65.6	61.6	39.8	13.8	3.3	9.1	620
%	5.73	9.24	12.16	14.71	15.31	11.69	10.58	9.94	6.42	2.23	0.53	1.47	100

Source : A.N.R.H

On remarque que le mois de **Janvier** demeure le plus pluvieux par opposition le mois de Juillet qui reste le plus sec.

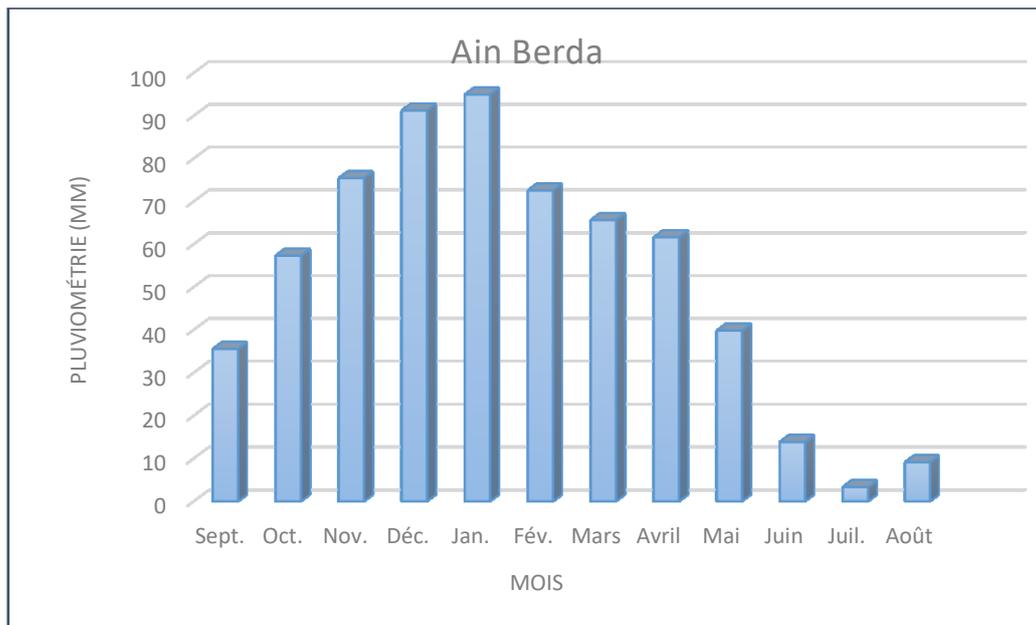


Figure II. 10 : Répartition mensuelle de la pluie annuelle

II.2. ETUDE DES PRECIPITATIONS

II.2.1 Homogénéisation des données

Toute étude hydrologique nécessite la vérification des données utilisées. L'information de base quant à sa qualité revêt une très grande importance. On ne peut espérer à des résultats concluants si la donnée de base n'est pas fiable. De ce fait, l'analyse l'exploitation de données, présentées souvent sous forme de séries statistiques et la plus part des temps pleines d'erreurs qu'on appelle erreurs statistiques, qu'il convient de détecter et de corriger. Pour se faire on fait appel d'homogénéisation sont nombreuses et peuvent être graphiques ou analytiques.

Dans notre étude on va utiliser le test de Wilcoxon.

II.2.1.1 Test de Wilcoxon ou test des rangs

C'est le plus puissant des tests non paramétriques. Soient 2 variables aléatoires Y et X, représentant respectivement 2 séries de précipitations annuelles de taille N_1 et N_2 avec $N_2 > N_1$.

On classe les éléments de ce nouvel échantillon XUY par ordre croissant et on associe à chacune des valeurs le rang qu'elle occupe dans cette nouvelle série.

Les résultats du test sont résumés dans l'annexe.

On calcule les quantités W_x et W_y :

$$W_x = \sum_{i=1}^n rang_x \dots\dots\dots (II. 13)$$

$$W_y = \sum_{i=1}^n rang_y \dots\dots\dots (II. 14)$$

L'hypothèse nulle est vérifiée si : $W_{min} > W_y > W_{max}$

$$W_{min} = \frac{(N_1+N_2+1)N_1-1}{2} - \mu_{1-\alpha/2} \sqrt{\frac{N_1N_2(N_1+N_2+1)}{12}} \dots\dots\dots (II. 15)$$

$$W_{max} = (N_1 + N_2 + 1)N_1 - W_{min} \dots\dots\dots (II. 16)$$

Tableau II. 12 : Résultats d Test de Wilcoxon.

N_1	N_2	W_Y	W_x	W_{min}	W_{max}	$U_{1-\alpha/2}$
12	16	203	203	131,28	216,72	1,96

$131,28 > 203 > 216,72 \rightarrow$ L'hypothèse d'homogénéité est vérifiée \rightarrow La série est **homogène**.

NOTE : L'annexe regroupe les séries pluviométriques journalières, mensuelles, et annuelles, ainsi que le test d'**Homogénéisation**

II.2.2 Les précipitations maximales journalières

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

Pour notre étude on passe par les étapes suivantes :

- Classer la série des précipitations par ordre croissant ou décroissant selon qu'on travaille à la fréquence au dépassement ou au non dépassement.
- Affecter un numéro d'ordre aux valeurs classées ; Calcul de la fréquence expérimentale.
- Calcul de la fréquence expérimentale.
- Calcul des caractéristiques empiriques de la série de donnée.
- Reporter les points sur papier à probabilité approprié à chaque loi.
- Tracer la droite ou la courbe théorique appropriée.
- Calculer le quantile et son intervalle de confiance.

Tableau II. 13 : Les caractéristiques empiriques de la série.

Caractéristiques	Formules	Valeurs
La somme des Pm a x j en (mm)	$\sum_{i=1}^{28} X_i$	1568,5
la moyenne des Pm a x j en (mm)	$\frac{\sum_{i=1}^{28} X_i}{n}$	56.0
L'écart type « σ_x »; Pour n > 30 ans	$\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{28} (X_i - n\bar{6})^2}{n - 1}}$	23.9
Coefficient de variation « Cv » :	$\frac{\sigma}{\bar{X}}$	0.427
L'exposant climatique :(Source : ANRH)	b	0,39

II.2.2.1 Choix de la loi de l’ajustement

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

Les lois d’ajustement choisies sont :

- La loi de GAUSS ou loi Normal
- La loi de GUMBEL.
- La loi de GALTON (log-normal).

a. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de normal (GAUSS)

Une variable appartient à la distribution normale lorsque sa fonction de répartition est :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^x e^{-\frac{1}{2} u^2} du \quad (\text{Fréquence au non dépassement}) \dots\dots\dots (\text{II. 17})$$

U : variable réduite de Gauss. Elle est donnée par :

$$u = \frac{x-\bar{x}}{\sigma} \dots\dots\dots (\text{II. 18})$$

La transformation ($x = \bar{x} + \sigma u$) est l’équation de la droite de Henry sur papier à probabilité gaussienne. Les résultats de l’ajustement par la loi de « Gauss » sont résumés dans le tableau suivant :

➤ Nombre d’observations : 28

Paramètres:

➤ Moy = 56.0

➤ $\sigma = 23.9$

Quantiles:

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

➤ $T = 1 / (1-q)$

Tableau II. 14 : Ajustement à la loi de Gauss

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	Pjmax	Ecart type	Intervalle de confiance
10000.0	0.9999	145	12.9	120 - 170
2000.0	0.9995	135	11.6	112 - 158
1000.0	0.9990	130	11.0	108 - 152
200.0	0.9950	118	9.53	99.0 - 136
100.0	0.9900	112	8.83	94.4 - 129
50.0	0.9800	105	8.08	89.4 - 121
20.0	0.9500	95.4	7.01	81.7 - 109
10.0	0.9000	86.7	6.16	74.6 - 98.8
5.0	0.8000	76.2	5.29	65.8 - 86.5

Test d'adéquation du Khi carré :

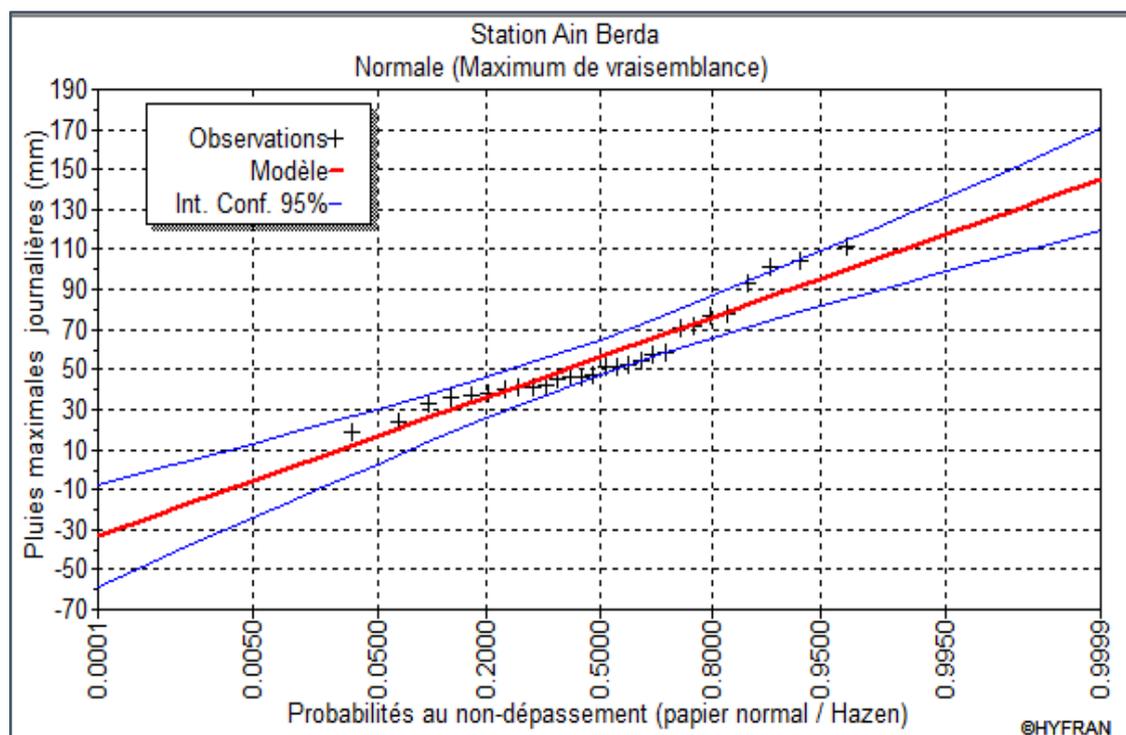
- $\chi^2 = 9.50$
- p-value $p = 0.0497$
- Degrés de liberté : 4
- Nombre de classe : 7

La comparaison entre les caractéristiques de la loi de Gauss et celles de l'échantillon station d'AIN BERDA est résumée dans le tableau suivant :

Tableau II. 15 : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	18.5
Maximum	Aucun	111
Moyenne	56.0	56.0
Ecart-type	23.9	23.9
Médiane	56.0	49.3
Coefficient de variation (Cv)	0.427	0.427
Coefficient d'asymétrie (Cs)	0.00	0.911

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

**Figure II. 11 :** Représentation graphique de l'ajustement à la loi de Gauss

b. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel

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

$$F(x) = e^{-e^{-\frac{x-x_0}{\alpha}}} \dots\dots\dots (II. 19)$$

Avec : $y = \frac{x-x_0}{\alpha}$

- y : Variable réduite de Gumbel.
- 1/α : la pente de la droite de Gumbel.
- x : précipitation maximale journalière (mm)
- x0 : paramètre de position (mode).

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

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

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

$$F(x) = \frac{m-0.5}{n} \dots\dots\dots (II. 20)$$

20)

Avec :

- m : rang de précipitation
- n : nombre d'observations (28)
- Calculer la variable réduite de Gumbel donnée par la formule suivante :
- $y = - \ln (- \ln (F(x)))$
- Calculer les paramètres d'ajustement « α » et « x0 »
- Représenter graphiquement les couples (xi, yi) sur papier Gumbel.

La droite de Gumbel est donnée par la formule :

$$x = \frac{1}{\alpha} y + x_0 \dots\dots\dots (II. 20)$$

Avec : (1 / α) : la pente de la droite de Gumbel

Les résultats de l'ajustement par la loi de « Gumbel » sont résumés dans le tableau suivant :

- Nombre d'observations : 28

Paramètres :

- U = 45.12
- α = 18.53

Quantiles :

- q = F(X) (probabilité au non-dépassement)
- T = 1/ (1-q)

Tableau II. 16 : Ajustement à la loi de Gumbel

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	Pjmax	Ecart type	Intervalle de confiance
10000.0	0.9999	216	27.2	162 – 269
2000.0	0.9995	186	22.7	141 – 231
1000.0	0.9990	173	20.8	132 – 214
200.0	0.9950	143	16.4	111 – 175
100.0	0.9900	130	14.5	102 – 159
50.0	0.9800	117	12.6	92.8 – 142
20.0	0.9500	100	10.1	80.4 – 120
10.0	0.9000	86.8	8.20	70.8 – 103
5.0	0.8000	72.9	6.36	60.5 - 85.4

Test d'adéquation du Khi carré :

- $\chi^2 = 4.50$
- p-value $p = 0.3425$
- Degré de liberté : 4
- Nombre de classe : 7
- Nous pouvons accepter H_0 au niveau de signification de 5 %

La comparaison entre les caractéristiques de la loi de Gumbel et celles de l'échantillon station de Ain Berda est résumée dans le tableau suivant :

Tableau II. 17 : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	18.5
Maximum	Aucun	111
Moyenne	55.8	56.0
Ecart-type	23.8	23.9
Médiane	51.9	49.3
Coefficient de variation (Cv)	0.426	0.427
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.14	0.911

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

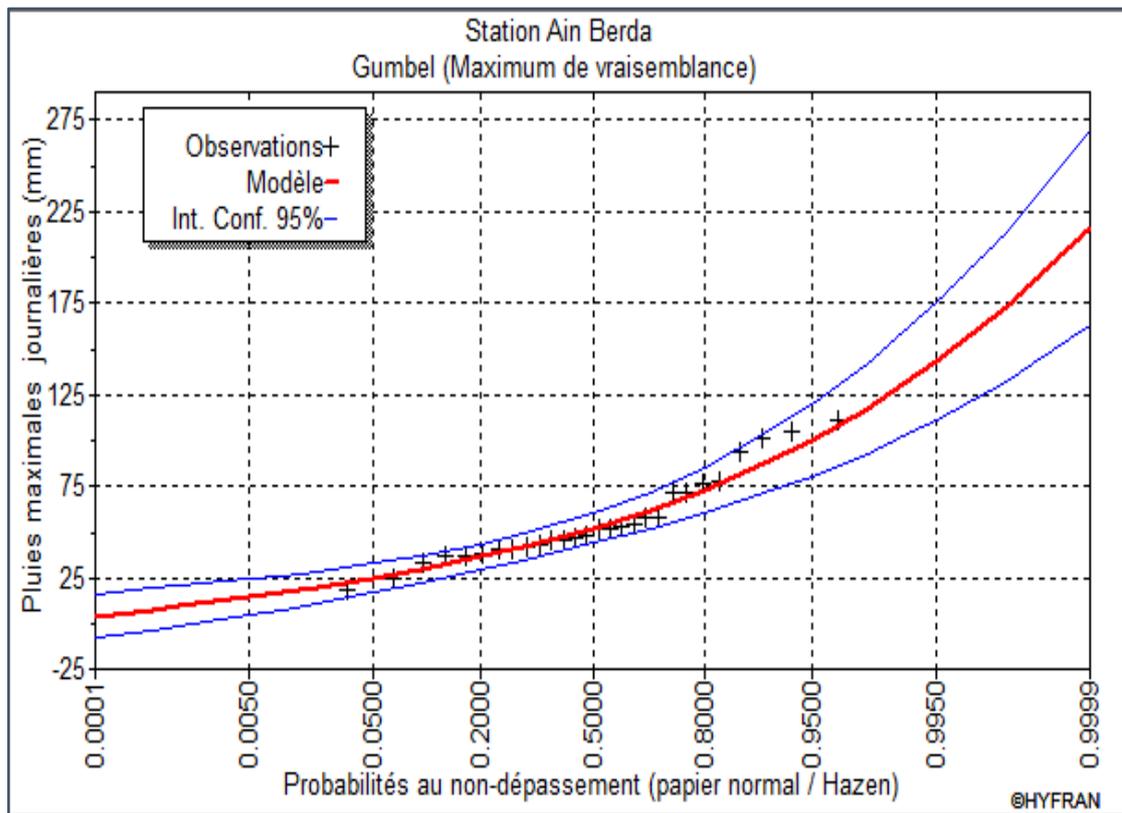


Figure II. 12 : Représentation graphique de l’ajustement à la loi de Gumbel.

c. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton (log-normale)

Ce procédé d’ajustement est identique à celui établi pour la loi de Gumbel, seul la représentation graphique change ou elle est faite sur du papier log-normale.

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

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_u^{+\infty} e^{-\frac{1}{2}u^2} \dots\dots\dots (II. 21)$$

Ou : $u = \frac{x_i - \bar{x}}{\sigma_x}$ (variable réduite de GAUSS)

L’équation de la droite de Galton est la suivante :

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

$$\text{Log } X = \frac{\sum_{i=1}^{28} \text{Log } X_i}{N} \dots\dots\dots (II. 22)$$

Les résultats de l’ajustement par la loi de Log- Normal « Galton » sont résumées dans le tableau Galton (Méthode de vraisemblance corrigée)

➤ Nombre d’observations : 28

Paramètres

➤ $\mu = 3.94043$

➤ $\sigma = 0.423946$

Quantiles :

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

➤ $T = 1 / (1-q)$

Tableau II. 18 : Ajustement à la loi de Galton.

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	Pjmax	Ecart type	Intervalle de confiance
10000.0	0.9999	249	57.0	137 - 361
2000.0	0.9995	208	42.8	124 - 291
1000.0	0.9990	191	37.3	118 - 264
200.0	0.9950	153	25.9	103 - 204
100.0	0.9900	138	21.6	95.7 - 180
50.0	0.9800	123	17.6	88.4 - 157
20.0	0.9500	103	12.8	78.2 - 128
10.0	0.9000	88.6	9.66	69.6 - 108
5.0	0.8000	73.5	6.88	60.0 - 87.0

Test d'adéquation du Khi carré :

- $\chi^2 = 6.00$
- p-value $p = 0.1991$
- Degrés de liberté : 4
- Nombre de classe : 7
- Nous pouvons accepter H_0 au niveau de signification de 5 %

Tableau II. 19 : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon.

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	0.00	18.5
Maximum	Aucun	111
Moyenne	56.3	56.0
Ecart-type	25.0	23.9
Médiane	51.4	49.3
Coefficient de variation (Cv)	0.444	0.427
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.42	0.911

Le tracé de la droite de Galton est représenté sur papier normal comme le montrent la figure suivante :

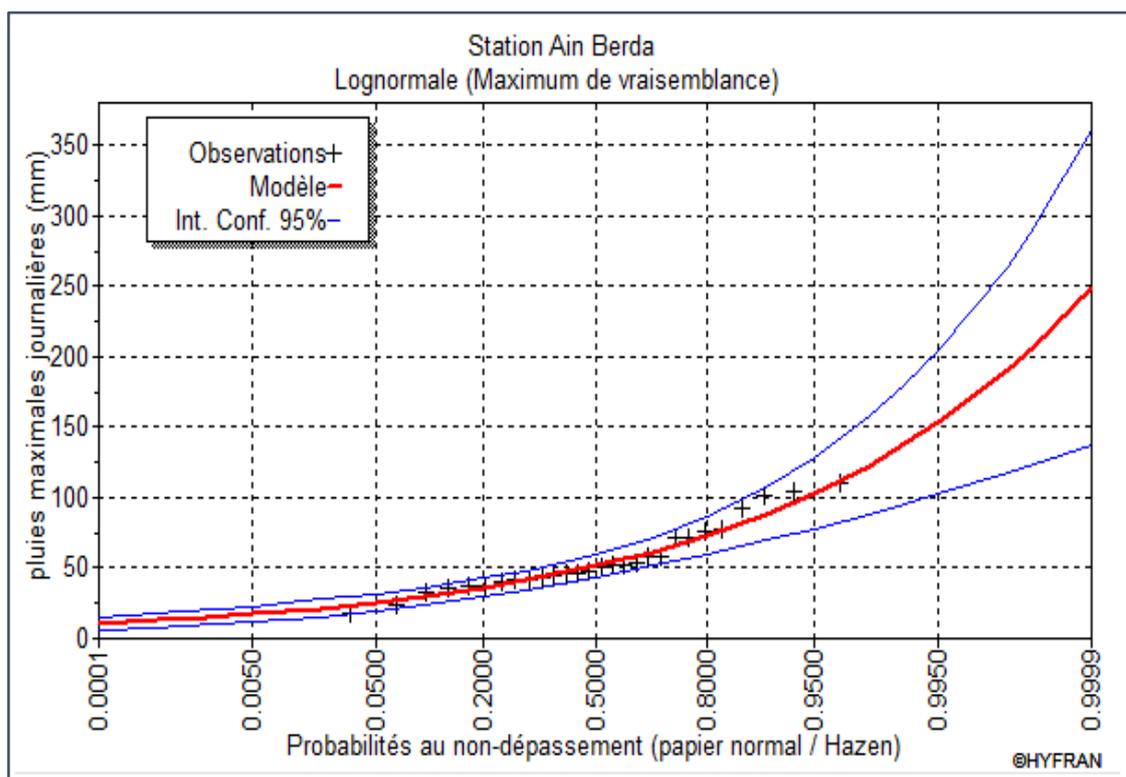


Figure II. 13 : Représentation graphique de l’ajustement à la loi de Galton

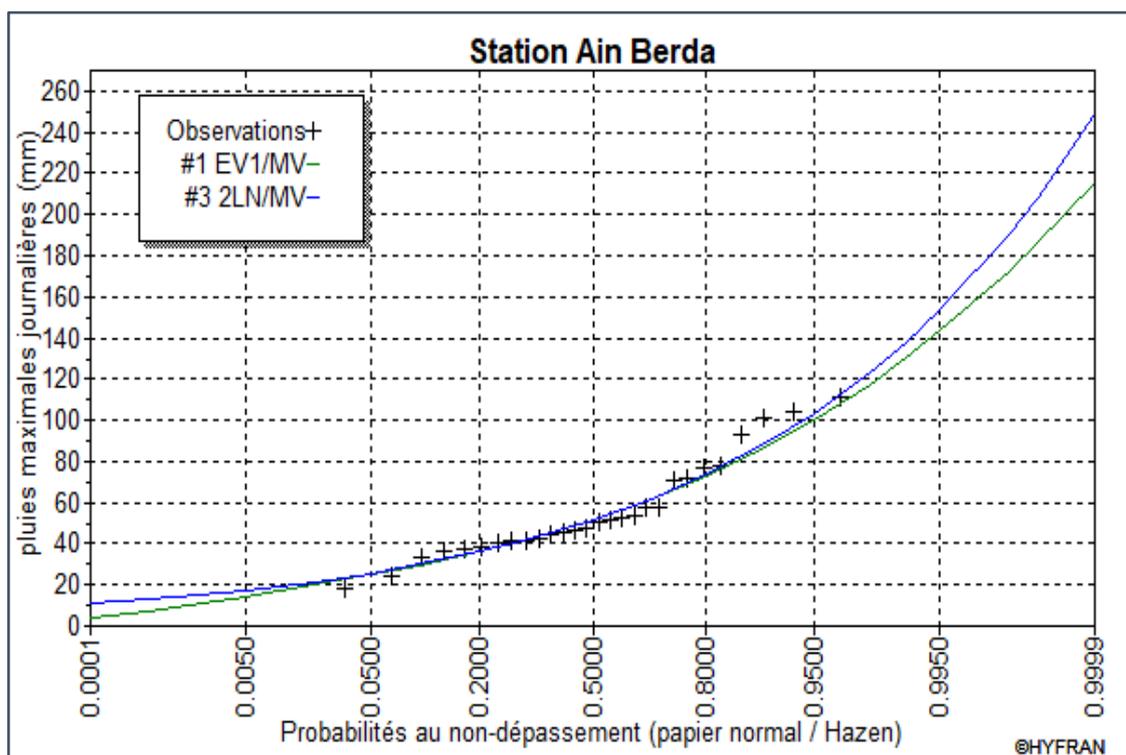


Figure II. 14: Comparaison graphique entre les deux lois (Galton et Gumbel)

Conclusion

D’après les schémas précédents ; on trouve que la série des pluies maximales journalières suit la loi doublement exponentielle « GUMBEL » (bleu), car tous les points sont à l’intérieur de l’intervalle de confiance et plus proches de la droite de HENRY. De plus, la loi qui présente une adéquation meilleure, à l’aide du test de Khi carré.

Tableau II. 20 : Test d’adéquation (test du Khi carré).

Loi Log normal (Galton)	loi doublement exponentielle (Gumbel)
$\chi^2_{\text{calculé}} = 6.00$	$\chi^2_{\text{calculé}} = 4.50$
Degré de liberté $\lambda = 4$	Degré de liberté $\lambda = 4$
$\chi^2_{\text{théorique}} = 9.488 (5\%) ;$	

II.2.3 La pluie de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités

Pour une période donnée (24 h) et une fréquence donnée, on peut estimer les pluies de courtes durées par la formule de Montanami

$$P_{\text{max},t} = P_{\text{max},j,p\%} \left(\frac{t}{24} \right)^b \dots\dots\dots (II. 23)$$

Avec :

- $P_{\text{max},t,p\%}$: Pluie de courte durée de même fréquence que $P_{\text{max},j,p\%}$ (mm).
- $P_{\text{max},j,p\%}$: Pluie maximale journalière pour une fréquence donnée (mm).
- t : Temps [heure].
- b : Exposant climatique, pour notre région $b = 0,39$.

L’intensité est calculée comme suit :

$$I = \frac{P_{ct}}{t} \dots\dots\dots (II. 24)$$

II.3. ÉTUDES DES APPORTS

A cause du manque des séries hydrométriques au niveau du talweg principal, on a décidé de calculer les apports à l'aide des formules empiriques.

II.3.1 Apport moyen interannuel (A_0)

Vu l'insuffisance des données observées sur la station d'Ain el Berda, il faut utiliser les formules empiriques pour estimer l'apport moyen.

a. Formule de l'ANRH

$$A_0 = 0,915 \cdot P^{2,683} \cdot S^{0,842} \dots\dots\dots(\text{II. 25})$$

Avec :

- P : Pluie moyenne annuelle (m)
- S : Superficie du bassin versant (Km^2)

$$A_0 = 9,83 \text{ Mm}^3$$

b. Formule de MEDINGER

$$L_e = 1,024 (P_{\text{moy}} - 0.26)^2 \dots\dots\dots(\text{II. 26})$$

$$\text{Et : } A_0 = L_e \times S$$

Avec :

- L_e : lame d'eau écoulée (mm) ; $L_e = 132.71$ mm
- P_{moy} : Pluie moyenne annuelle (mm)

$$A_0 = 10,22 \text{ Mm}^3$$

c. Formule de DERIE II

$$A_0 = 0,513 \cdot P^{2,683} \cdot D_d^{0,5} \cdot S^{0,842} \dots\dots\dots(\text{II. 27})$$

Avec :

- P : Pluie moyenne annuelle (m)
- S : Superficie du bassin versant (Km^2)
- D_d : la densité de drainage (km/Km^2)

$$A_0 = 5,57 \text{ Mm}^3$$

d. Formule de SAMIE

$$L_e = P_{\text{moy}}^2 (293 - 2,2 \sqrt{S}) \dots\dots\dots(\text{II. 28})$$

Avec :

- P_{moy} : Pluie moyenne en (m)
- S : Surface du bassin versant en (Km^2)
- L_e : lame d'eau écoulée en (mm) ; $L_e = 105,21$ mm

$$A_0 = 8,10 \text{ Mm}^3$$

Tableau II. 21: Récapitulatif des apports.

La formule	L'apport moyen annuel (Mm ³)
Formule de l'ANRH	9,83
Formule de MEDINGUER	10,22
Formule de DERIE II	5,57
Formule de SAMIE	8,10

On remarque que ces formules donnent des valeurs diverges, pour cela on va appliquer la méthode d'analogie avec un bassin voisin, qui est plus représentative.

Les apports disponibles à la retenue sont estimés à partir des mesures de débits journaliers moyens à la station Ain Berda sur Oued Ressoul. La superficie du bassin versant est de 103 Km².

Les informations fournies par cette station couvrent une période de 49 années s'étalant de l'année 1963-1964 à l'année 2011-2012 et sont supposées suffisantes pour déterminer les apports qui peuvent être disponibles pour la retenue de Koudiet Mahcha.

L'apport moyen annuel de la station est de : **14.21 Mm³**

Tableau II. 22 : Répartition mensuelle de l'apport moyen de la station.

Mois	sept	oct.	nov.	déc.	janv.	fév.	Mars	Avril	Mai	juin	juill	aout	annuel
Apport (Mm ³)	0,051	0,154	0,804	1,669	3,202	3,238	2,691	1,757	0,531	0,096	0,013	0,009	14,213
Apport (%)	0,36	1,08	5,66	11,74	22,53	22,78	18,93	12,36	3,74	0,68	0,09	0,06	100,00

$$A_{site} = \frac{S_{bv}^{site}}{S_{bv}^{station}} \times A_{station} \dots\dots\dots (II. 29)$$

- A_{site} : Apport moyen annuel estimé du site.
- A_{st} : Apport moyen annuel de la station Ain Berda.
- S_{bv}^{site} : Surface du bassin versant du site qui est de 77 Km²
- S_{bv}^{station} : Surface du bassin versant où se trouve la station qui est de 103 Km²

Tableau II. 23 : Répartition mensuelle de l'apport moyen calculé du site.

Mois	sept	oct.	nov.	déc.	janv.	fév.	Mars	Avril	Mai	juin	juill	aout	annuel
Apport (Mm ³)	0,038	0,115	0,601	1,248	2,394	2,421	2,012	1,313	0,397	0,072	0,010	0,007	10,625
Apport (%)	0,36	1,08	5,66	11,74	22,53	22,78	18,93	12,36	3,74	0,68	0,09	0,06	100,00

L'apport moyen annuel du site est de : **10,625 Mm³**

Vue le grand écart donné entre les différentes formules empiriques, nous optons la valeur donnée par la méthode d'analogie.

D'après la série d'observations de la station hydrométrique d'Oued Ressoul, nous aurons un apport moyen interannuel de : **10,63 Mm³**

II.3.2 Caractéristiques de l'écoulement

a. Module de l'écoulement (Me)

Il est donné par la relation :

$$M_e = \frac{A_0}{T} \dots\dots\dots (II. 30)$$

Avec :

- A₀ : Apport moyen annuel (litres)
- T : Temps d'une année en (secondes) [T = 3,1536.10⁷ secondes]

Le module de l'écoulement est :

$$M_e = 336,92 \text{ l/s}$$

b. Module de l'écoulement relatif ou spécifique

Il est donné par :

$$M_0 = \frac{M_e}{S} \dots\dots\dots (II. 31)$$

Avec :

- Me: Module de l'écoulement (l/s)
- S : Superficie du bassin (Km²).

Le module de l'écoulement relatif est :

$$M_0 = 4,38 \text{ l/s/Km}^2$$

c. Lamme d'eau écoulée

Elle est donnée par la relation :

$$L_e = \frac{A_0}{S} \dots\dots\dots (II. 32)$$

Avec :

- S : Superficie du bassin

La lamme d'eau écoulée est :

$$L_e = 138 \text{ mm}$$

d. Coefficient de l'écoulement

Il est donné par la relation

$$C_e = \frac{L_e}{P_{moy}} \dots\dots\dots (II. 33)$$

Avec :

- P_{moy} : Pluie moyenne annuelle en (mm)
- Le : Lamme d'eau écoulée en (mm)

Le coefficient de l'écoulement est :

$$C_e = 0,223$$

II.3.3 Les apports fréquentiels

Les apports fréquentiels ou de période de retour donnée sont très important notamment pour le dimensionnement de l’ouvrage, la régularisation des débits et la gestion rationnelle de la capacité en eau (Industrie, Irrigation). On les obtient en ajustant notre série des apports avec des méthodes d’estimation.

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

$$A_{\%} = \frac{A_0}{\sqrt{C_v^2 + 1}} e^{\mu \sqrt{\ln(C_v^2 + 1)}} \dots\dots\dots (II. 34)$$

Avec :

- A% : Apport de fréquence donnée.
- μ : Variable réduite de Gauss.
- A₀ : Apport moyen annuel (Mm³).
- C_v : Coefficient de variation.

II.3.3.1 Calcul du coefficient de variation :

a. Formule de SOKOLOVSKY

$$C_v = 0.78 - 0.29 \log_{10} M_0 - 0.063 \log_{10} (S + 1) \dots\dots\dots (II. 35)$$

Avec :

- S : superficie du bassin versant (km²)
- M₀ : Module de l’écoulement relatif (l/s/km²)

$$C_v = 0,47$$

b. Formule de L'ANTONOV

$$C_v = 0.7 / (S + 1000)^{0.097} \dots\dots\dots (II. 36)$$

$$C_v = 0,36$$

c. Formule de KRISTEKLY MENKEL

$$C_v = 0.83 / (S^{0.06} \cdot M_0^{0.27}) \dots\dots\dots (II. 37)$$

$$C_v = 0,43$$

d. Formule Algérienne de PADOUN

Cette formule donne de bons résultats de l’estimation du CV de plus elle est établie à partir d’une analyse statistique de 42 oueds du nord de l’Algérie elle est donnée par :

$$C_v = 0.93 K / M_0^{0.23} \dots\dots\dots (II. 38)$$

Où :

- K : coefficient de réduction K= [0.25-1.00] ; on prend K=0.66

$$C_v = 0,44$$

Tableau II. 24 : Récapitulatif de calcul des Cv.

Formule	Le coefficient de variation Cv
Algérienne de PADOUN	0,44
KRISTEKLY MENKEL	0,43
SOKOLOVSKY	0,47
ANTONOV	0,36
Moyenne	0,42

On opte pour la formule **Algérienne de PADOUN**, car elle nous donne une valeur de coefficient de variation plus proche de la moyenne donc :

$$Cv = 0,43$$

II.3.3.2 Calcul de l'apport moyen annuel

Tableau II. 25 : Les apports de différentes fréquences.

Période de retour	5	10	20	50	100	1000
Fréquence P (%)	80	10	5	2	1	0.1
variable de Gauss	0,84145	1,28229	1,64308	2,05046	2,32723	3,15954
Apport (Mm3)	6,83	16,68	19,41	23,04	25,89	36,74

D'après le tableau on trouve que l'apport moyen annuel est : **A80% = 6,83 Mm³**

II.3.3.3 Répartition mensuelle de l'apport moyen interannuel de fréquence 80%

La répartition mensuelle de l'apport moyen interannuel de fréquence 80% suit la même répartition mensuelle de l'apport moyen interannuel. Voir le tableau et la figure ci-après.

Tableau II. 26 : Répartition mensuelle des apports moyens annuels de fréquence 80%.

Mois	sept	oct.	nov.	déc.	janv.	fév.	mars	Avril	Mai	Juin	juill	aout	annuel
A80% Mm3	0,025	0,074	0,386	0,802	1,539	1,556	1,293	0,844	0,255	0,046	0,006	0,004	6,83
A80% (%)	0,359	1,084	5,657	11,743	22,529	22,783	18,934	12,362	3,736	0,675	0,091	0,063	100

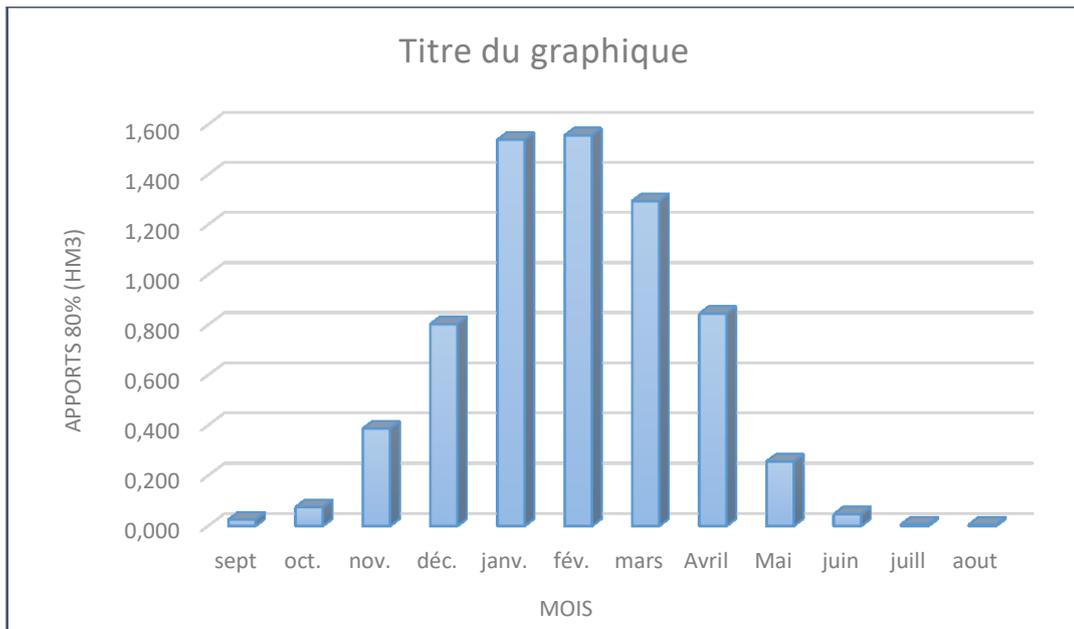


Figure II. 15 : Représentation mensuelle de l’apport moyen interannuel de fréquence 80%

II.3.4 Apport solide et estimation de volume mort

L’étude du débit solide occupe une place très importante et très vaste dans le domaine de l’hydrologie de surface et de régularisation des débits. La matière première du débit solide est principalement l’érosion continentale.

La dynamique des matériaux arrachés au sol et transportés dans le réseau d’écoulement dépend essentiellement de la vitesse d’écoulement et de granulométrie. L’eau trouve la puissance nécessaire pour ce transport dans la perte de charge qu’elle subit.

Le champ d’exploitation de l’oued d’amont en aval. La capacité de transport est liée à la nature granulométrique des matériaux et varie dans le temps et dans l’espace avec le débit liquide.

II.3.4.1 Estimation de l’apport solide

a. Formule de Tixeront

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

$$Ts = \alpha \times L0^{0.15} \dots\dots\dots (II. 39)$$

Avec :

- Ts : le transport solide (t/Km2/an).
- L0 : la lame écoulee (mm).
- α : Paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant.

Le tableau ci-après donne les différentes valeurs de α en fonction de la perméabilité

Tableau II. 27 : Valeur de α en fonction de la perméabilité.

Variation de perméabilité	α
Elevée	8,5
Moyenne	75
Faible à moyenne	350
Faible	1400
Imperméable	3200

Pour notre cas : $\alpha=350$

$$A.N : Ts = 350 * 138^{0,15} = 732,91 \text{ (t/ km}^2 \text{ / an)}$$

$$Ts = 732,91 \text{ t/ Km}^2\text{/an}$$

b. Formule de Fournier

Le transport solide est donné par la formule suivante :

$$Es = \frac{1}{36} \left[\frac{Pm^2}{Pa} \right]^{2,65} \left[\frac{h}{S} \right]^{0,46} \dots\dots\dots (II. 40)$$

Avec :

- Es : Taux d'abrasion en (t/Km²/an).
- Pm : Pluie mensuelle du mois le plus pluvieux (mm). Pm=94,9 mm (janvier).
- Pa: Pluie moyenne annuelle (mm). Pa=620 mm
- h= 45%*(Hmax - Hmin) (m). h= 391,95 m.
- S: Surface du bassin versant (km²). S=77 km²

D'où :

$$Es = 1099,91 \text{ t/Km}^2\text{/an}$$

II.3.4.2 Calcul du volume mort

Le volume mort est un volume constant qui ne participe pas à la régularisation des débits. Il est destiné à être occupé par les apports solides. Il existe plusieurs formules pour le calcul de ce dernier :

a. Formule de Tixeront

Le volume mort est donné par la formule suivante :

$$V_m = (1,05 \div 1,10) \frac{Q_s * T}{\gamma_s} \dots\dots\dots (II. 41)$$

Avec :

$$Q_s = Ts \times S \dots\dots\dots (II. 42)$$

- Q_s: Le débit solide (t/an)
- γ_s : Poids spécifique de la vase humide ($\gamma_s = 1,6 \text{ t/ m}^3$).
- T : Durée de vie du barrage (50 ans).
- Ts : le transport solide (t/ Km²/an).
- S : surface du bassin versant (Km²).

$$A.N : Q_s = 732,91 \times 77 = 62077,37 \text{ (t/an)}.$$

$$V_m = (1,10) \frac{62077,37 * 50}{1,4} = 2,22 \text{ Hm}^3$$

b. Méthode liée à l'érosion spécifique

Le volume s'obtient par la formule suivante :

$$V_m = \frac{E_s \times S \times T}{\gamma_s} \dots\dots\dots (II. 43)$$

Avec :

- Es : Erosion spécifique (t/ Km²/an).
- T : Durée de vie du barrage (50 ans).
- γs : Poids spécifique des sédiments (1,6 t/ m³).
- S : Surface du bassin versant (Km²).

$$A.N : V_m = \frac{1844,2 * 77 * 50}{1,4} = 3,02 \text{ Hm}^3$$

Tableau II. 28 : Récapitulatif des résultats du volume mort.

Formule	L'érosion spécifique (t/km ² /an)	Volume mort (Mm ³)
TIXERONT	/	2,22
FOURNIER	1099,91	3,02

On opte la valeur la plus proche la plus proche de celle trouvée par le bureau d'étude celle de FOURNIER, donc :

$$V_m = 3,02 \text{ Hm}^3$$

II.4. ETUDE DES CRUES

L'étude des crues revêt une place importante dans une étude hydrologique et doit être menée avec délicatesse pour ne pas tomber dans des erreurs de sous-estimations ou de surestimations compromettant respectivement la sécurité de l'ouvrage et son environnement, entraînant des évaluations importantes quant à son coût qui, lui-même est lié à sa période de retour.

Une crue est un événement comprenant une ou plusieurs augmentations rapides et fortes du débit d'une rivière maintenant ce débit au-dessus d'un seuil donné. La crue est simple, si elle présente une seule pointe. Elle est dite complexe si elle présente plusieurs pointes.

Les paramètres définissant une crue sont :

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

II.4.1 Déterminations des crues

En l’absence de données pour les débits maximums, pour la détermination des débits de pointe, nous allons procéder à utiliser les formules empiriques puis la méthode GRADEX

a. Formule de Mallet-Gauthier

$$Q_{\max.p\%} = \frac{2.K.\log(1+A.P_{\text{moy}}).S.\sqrt{1+4\log T-\log S}}{\sqrt{L}} \dots\dots\dots (II. 44)$$

Avec :

- $Q_{\max.p\%}$: Débit maximum pour une fréquence donnée (m³/s).
- P_{moy} : Pluie moyenne interannuelle (m).
- S : Surface 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 $K=2$.
- T : Période de retour (an).

b. Formule de Possenti

$$Q_{\max.p\%} = \frac{\mu.P_{\max,p\%} .S}{L} \dots\dots\dots (II. 45)$$

Avec :

- $p_{\max,p\%}$: Pluie maximale journalière correspondante à la période de retour donnée (m).
- S : Superficie du bassin versant (km²).
- μ : Coefficient $700 < \mu < 800$, on prend $\mu=750$.
- L : Longueur du cours d’eau principal (Km).

c. Formule de Sokolovsky

$$Q_{\max.p\%} = \frac{0,28(P_{tc}-H_0)\alpha.F.S}{T_c} \dots\dots\dots (II. 46)$$

Avec :

- P_{tc} : Précipitation de probabilité P% correspondant au temps de concentration (mm).
- S : Superficie du bassin (Km²).
- T_c : Temps de concentration (heures).
- H_0 : Perte d’eau initiale, au Nord algérien $H_0 = 7$ mm
- F : Coefficient de forme de la crue

$$[F = \frac{12}{4+3\gamma}] \dots\dots\dots (II. 47)$$

- Pour $S < 50$ Km² on a : $\gamma = 2$.
 - Pour un bassin boisé avec un sol peu perméable : $2 \leq \gamma \leq 2.5$.
 - Pour un bassin boisé : $3 \leq \gamma \leq 4$.
- On prend $\gamma = 2,25$; d’où : $F = 1.12$.

- α : Coefficient de ruissellement de la crue pour une période donnée.

$$\alpha_p = \frac{\sqrt{X_p} - \sqrt{H_0}}{\sqrt{X_p} + \sqrt{H_0}} \dots\dots\dots(\text{II} . 48)$$

Avec :

- X_p : précipitation de fréquence donnée qui correspond au temps de concentration.
- H_0 : perte d'eau initiale.

d. Formule de Turazza

$$Q_{\text{max.p}\%} = \frac{C.I_{tc} \cdot S}{3,6} \dots\dots\dots(\text{II} . 49)$$

Avec :

- S : Superficie du bassin versant (Km²).
- C : Coefficient de ruissellement en fonction de la période de retour donnée.
- I_{tc} : Intensité des pluies pour une fréquence donnée correspondant au temps de concentration (mm/h)

e. Formule de Giandotti

$$Q_{\text{max.p}\%} = \frac{C.S.h_{t.c.p\%}\sqrt{h_{\text{moy}} - h_{\text{min}}}}{4\sqrt{S}+1,5L} \dots\dots\dots(\text{II} . 50)$$

Avec :

- S : Superficie du bassin versant (Km²).
- L : Longueur du talweg principal (Km).
- h_{moy} : Altitude moyenne (m).
- h_{min} : Altitude minimale (m).
- $h_{t.c.p\%}$: Lamé d'eau précipitée pour une probabilité donnée et d'une durée égale au temps de concentration des eaux (m).
- C : Coefficient topographique variant entre 66 et 176. On prend $C=150$.

Les résultats de calcul de toutes les formules sont représentés dans le tableau :

Tableau II. 29 : Récapitulatif des débits maxima de crue.

Période de retour (ans)	10	20	50	100	1000	10000
Formule de MALLET GAUTHIER	157,53	185,51	217,03	238,11	297,62	347,07
Formule de POSSENTI	83,50	104,46	132,59	154,81	231,56	312,03
Formule de SOKOLOVSKY	331,53	381,94	446,88	496,53	660,76	825,00
Formule de TURAZZA	130,86	150,76	176,39	195,99	260,81	325,65
Formule de GIANDOTTI	97,32	123,35	157,39	204,02	310,33	435,87
Moyenne (m³/s)	160,147	189,206	226,056	257,890	352,218	449,125

II.4.2 Méthode GRADEX

La méthode du gradex est une approche hydro pluviométrique probabiliste du calcul des débits de crues extrêmes d'une rivière pour des périodes de retour allant de 100 à 10000 ans, elle est développée par Guillot et Duband (1967). Publié par : (CIGB, 1994), (MEDDI & BELHADJ, 2010)

Elle s'applique à des bassins versants de quelques dizaines à plusieurs milliers de km² (jusqu'à 5000 km²), recevant des pluies relativement homogènes du point de vue spatial. La méthode est basée sur le processus physique global :

Pluies brutes → Pluies efficaces → Fonction de transfert → volume, point et forme de la crue.

a. Hypothèses de la méthode

Cette méthode s'appuie sur les hypothèses suivantes :

- Les débits maximums recherchés sont provoqués uniquement par des pluies maximales, uniformément réparties sur le bassin. Il n'y a donc pas diverses origines de formation des crues.
- Les pluies maximales et les débits correspondants suivent une même loi de distribution statistique, dite des extrême en raison de la nature du phénomène étudié (crues rares). Ceci exprime surtout le fait que le comportement asymptotique des lois de distribution des pluies et des débits est identique. La loi de Gumbel (Gumbel, 1958) est souvent utilisée dans ce but et dans ce cas uniquement, le caractère exponentiel de cette distribution est décrit par la pente de la droite d'ajustement des pluies observées, mesurées sur un diagramme de probabilité adéquat. La pente de cette droite est le gradient de cette distribution exponentielle.
- On admet que la rétention moyenne du bassin versant atteint sa valeur maximale pour une crue décennale $Q_{10 \text{ ans}}$

Remarque :

- Ces trois hypothèses sont vérifiées.
- Si on n'a pas d'enregistrements des crues dans le bassin étudié, on estime par analogie avec d'autre bassin voisins et de même grandeur le temps de base et le débit décennal.

b. Etapes de la méthode

- Choisir le pas de temps **n heures** (généralement égale à la moyenne des temps de base des hydrogrammes de crues disponibles, Pour la commodité des calculs on retiendra une valeur très arrondie, par exemple 2, 4, 6 ... 48 heures. Le résultat final, débits de pointe, dépendent peu de h : il suffit de ne pas commettre d'erreur d'ordre de grandeur sur h)
- Ajuster par la loi de Gumbel des pluies maximales journalières.

Calculer le Gradex des précipitations **a (pente de la droite de Gumbel)**.

$$P \text{ (mm)} = a \cdot \mu + b \dots \dots \dots \text{(II. 51)}$$

(μ : variable réduite de Gumbel)

- Ajuster de la série des débits observés à la loi de Gumbel et déterminer débit décennal (point pivot de l’extrapolation des débits).

- Exprimer le débit décennal en lame d’eau équivalente par la formule :

$$R \text{ (mm)} = Q \text{ (m}^3\text{/s)} \times 3,6 \times n \text{ (heures)} / S \text{ (km}^2\text{)} \dots\dots\dots(\text{II. 52})$$

- Extrapoler de la distribution des débits au-delà de 0.9 (T=10 ans) par une droite de pente égale au Gradex de la pluie.

$$Q_{\mu \%} = a. \mu + b' \dots\dots\dots(\text{II. 53})$$

Avec :

- a : le gradex de la pluie
- μ : variable réduite de Gumbel ($\mu = -\ln(-\ln(F))$).
- $b' = Q_{10 \text{ ans}} - a. \mu$ (T=10 ans).

- Tracer la droite de l’équation (II. 53) sur même graphe que l’ajustement des Pjmax.

- Tirer les Q pour chaque période de retour (en mm).

- Exprimer ces Q en m³/s par la formule :

$$Q \text{ (m}^3\text{/s)} = Q \text{ (mm)} \times S \text{ (km}^2\text{)} / 3,6 \times n \text{ (heures)} \dots\dots\dots(\text{II. 54})$$

- Calcul des débits de pointe : Calculer sur les hydrogrammes des crues observées le rapport p égal au rapport débit de pointe sur débit moyen : P: *coefficient de point* = Q_{max} / Q_{moy}

$$Q_p \text{ (m}^3\text{/s)} = Q \text{ (m}^3\text{/s)} * P \dots\dots\dots(\text{II. 55})$$

c. Données & Application

1. Ajustement de la série pluviométrique (Pjmax) de la station d’AIN BERDA 14 06 06 à la loi de Gumbel : En utilisant le logiciel HYFRAN :

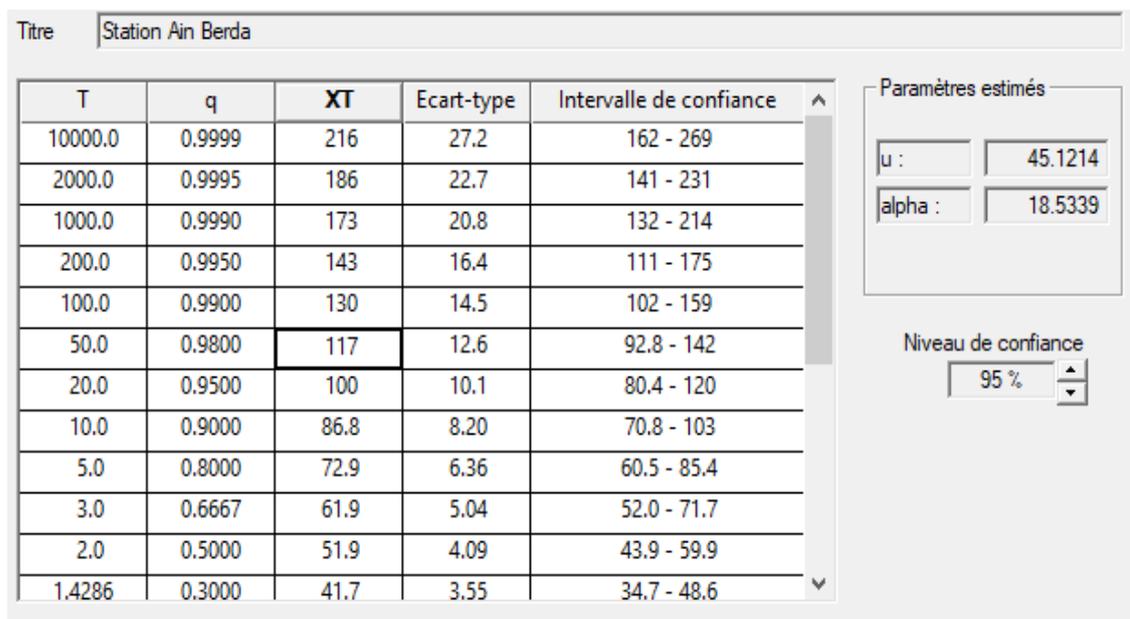


Figure II. 16 : Résultats d’ajustement de la série pluviométrique d’AIN BERDA

2. Détermination du gradex : d’après l’HYFRAN, l’équation de la droite de Gumbel est :

$$P = 18,53 * \mu + 45,1 \dots\dots\dots(\text{II. 56})$$

Le Gradex est donc :

$$A = 18,53 \text{ mm}$$

3. Choix du pas de temps :

Après l'examen des enregistrements des crues de la d'AIN BERDA 14 06 06, on a estimé le temps de base par : $N=24 \text{ h}$

4. L'ajustement de la série des débits maximaux journaliers de la station d'Oued Ressoul (Annexe) à la loi de Gumbel nous a donné :

$$Q_{10 \text{ ans}}(\text{OUED RESSOUL}) = 120 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{10 \text{ ans}}(\text{Mahcha}) = Q_{10 \text{ ans}}(\text{oued}) * S_{\text{Mahcha}}/S_{\text{bassin versant}} \dots\dots\dots(\text{II. 57})$$

$$\text{AN : } Q_{10 \text{ ans}}(\text{Mahcha}) = 120 \times 77 / 103$$

$$Q_{10 \text{ ans}}(\text{KISSIR}) = 89,71 \text{ m}^3/\text{s}$$

5.

$$R_{10 \text{ ans}}(\text{mm}) = Q_{10 \text{ ans}}(\text{m}^3/\text{s}) * 3,6 * n(\text{heures})/S(\text{km}^2) \dots\dots\dots(\text{II. 58})$$

$$\text{AN : } R_{10 \text{ ans}}(\text{mm}) = 89,71 * 3,6 * 24 / 77$$

$$R_{10 \text{ ans}}(\text{mm}) = 100,66 \text{ mm}$$

6. On fait l'extrapolation des débits au-delà du débit décennal :

$$Q_{\mu \%} = a. \mu + b' \dots\dots\dots(\text{II. 59})$$

➤ a : le gradex = 18,53 mm

➤ μ : variable réduite de Gumbel ($\mu = -\ln(-\ln(F))$) ; $\mu = 2,25$

➤ $b' = Q_{10 \text{ ans}} - a. \mu$ ($T = 10 \text{ ans}$) Avec $F = 1 - 1/10 = 0,9$

$$\text{AN : } Q_{\mu \%} = 100,66 - 18,53 \times 2,25 = 58,96$$

Donc : l'équation du débit est :

$$Q_{\text{extrapolé}}(\text{mm}) = 18,53 * \mu + 58,96 \dots\dots\dots(\text{II. 60})$$

7. On trace cette équation sur même graphe que celui de l'ajustement des $P_{j\text{max}}$, Pour chaque période de retour, on tire on tire le débit en (mm) et on les exprime en (m^3/s) en utilisant la formule II.54.

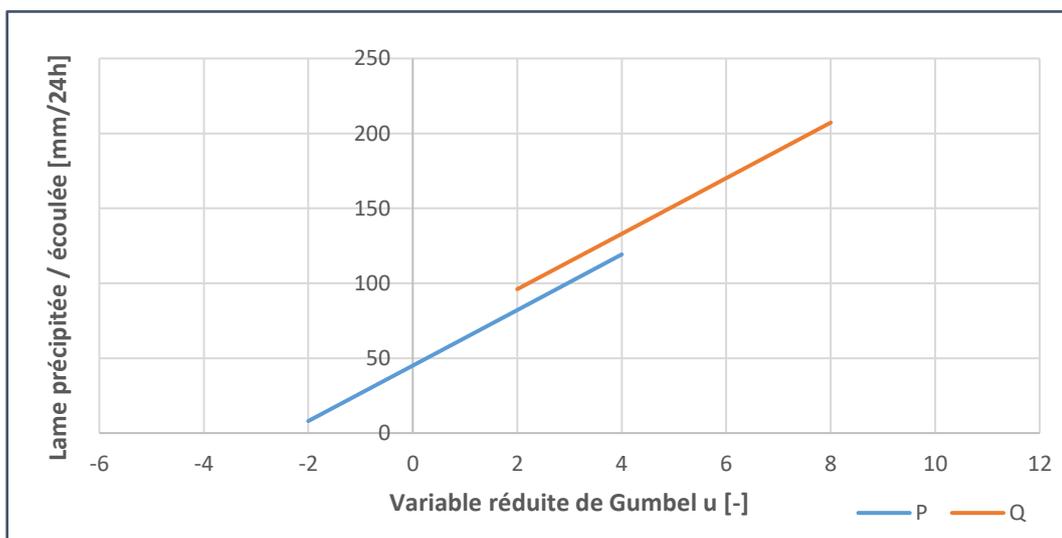


Figure II. 17 : Graphe de la méthode de Gradex

8. Calcul des débits de pointe :

L'analyse des enregistrements des débits de la station hydrométrique de oued Ressoul nous a permis d'estimer le coefficient de pointe suivant :

$$P = Q_{\max} / Q_{\text{moy}} \dots\dots\dots(\text{II. 61})$$

$$P = 2.23$$

Donc on multiplie tous les débits extrapolés par le coefficient de point P pour obtenir les débits maximums pour chaque période de retour.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau II. 30 : Débits de pointe par la méthode GRADEX.

T (ans)	F(x) (-)	U (-)	Q _T (mm/24h)	Q _T (m ³ /s)	Q _P (m ³ /s)
10	0,9	2,25	48,38	43,12	96,16
20	0,95	2,97	65,30	58,20	129,78
50	0,98	3,90	87,20	77,71	173,29
100	0,99	4,60	103,60	92,33	205,90
200	0,995	5,30	119,95	106,90	238,39
1000	0,999	6,91	157,82	140,65	313,65
2000	0,9995	7,60	174,12	155,17	346,03
10000	0,9999	9,21	211,94	188,88	421,21

Interprétation :

- La méthode de gradex subit une faible variation de débits entre les différentes périodes de retour, et cela est dû à l'hypothèse de la méthode qui est applicable pour des grandes périodes de retour (1000 et 10 000 ans) ainsi que la faible pente de la droite de Gumbel de l'ajustement des précipitations.
- On remarque une grande différence entre les valeurs obtenues par les formules empiriques.
- Les débits calculés par la méthode de GRADEX (pour les grandes périodes de retour surtout) sont plus proches à la moyenne des débits calculés par les formules empiriques, donc nous optons les valeurs obtenues par la méthode du GRADEX qui semble plus représentative.

Tableau II. 31 : Les valeurs des débits de pointe retenues.

Période de retour (ans)	10	20	50	100	200	1000	2000	10000
Méthode de GRADEX (m ³ /s)	96,16	129,78	173,29	205,90	238,39	313,65	346,03	421,21

II.4.3 Hydrogramme de crue

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

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

Pour le tracer de l'hydrogramme de crue, on va suivre la méthode de Sokolovski.

Sokolovski considère que l'hydrogramme de crue présente deux branches de courbe, l'une pour la montée et l'autre pour la décrue.

Chacune d'elle a sa propre équation.

a. Pour la montée

$$Q_m = Q_{max} \left(\frac{t}{t_m} \right)^x \dots\dots\dots (II. 62)$$

b. Pour la décrue

$$Q_d = Q_{max} \left(\frac{t_d - t}{t_m} \right)^y \dots\dots\dots (II. 63)$$

Avec :

- Qm : débit instantané de la montée (m³ /s).
- Qd : débit instantané de la décrue (m³/s).
- tm : temps de la montée de la crue en heures.
- td : temps de la décrue en heures.
- Qmax : débit maximum de la crue de fréquence considérée en (m³/s).
- n, m : Puissance des courbes
- n = 2 pour la montée de la crue.
- m = 3 pour la décrue.
- tm : temps de montée.
- td : temps de décrue. Pour les crues d'averses, c'est à dire les crues engendrées par la pluie, cette méthode prend :
- tm = tc , avec tc est le temps de concentration du bassin versant (heures).
- td = δtm ;
- δ : coefficient de forme de l'Hydrogramme de crue. ; δ = 3 (voir le Tableau II. 33)

Donc : **tm=5.32 heures et td=3*5.32 =15.96 heures.**

Tableau II. 32 : Coefficient de forme de l'Hydrogramme de crue (δ).

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

Source : Touaibia, 2004

Les Hydrogrammes de crues pour différentes périodes de retour sont donnés par le suivant, et représentés dans la figure suivante.

Tableau II. 33 : Débits fréquentielles pour la construction l'hydrogramme de crue.

Période de retour (an)	10	20	50	100	200	1000	2000	10000
Fréquence (%)	10	5	2	1	0,5	0,1	0,05	0,01
Fréquence (%)	96,16	129,78	173,29	205,90	238,39	313,65	346,03	421,21
Temps (h)	Qm , Qd (m3/s)							
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,50	0,85	1,15	1,53	1,82	2,11	2,77	3,06	3,72
1,00	3,40	4,59	6,12	7,28	8,42	11,08	12,23	14,88
1,50	7,64	10,32	13,78	16,37	18,95	24,93	27,51	33,49
2,00	13,59	18,34	24,49	29,10	33,69	44,33	48,90	59,53
2,50	21,23	28,66	38,27	45,47	52,64	69,26	76,41	93,02
3,00	30,58	41,27	55,11	65,48	75,81	99,74	110,04	133,94
3,50	41,62	56,17	75,00	89,12	103,18	135,76	149,77	182,31
4,00	54,36	73,37	97,96	116,40	134,77	177,31	195,62	238,12
4,50	68,80	92,86	123,99	147,32	170,56	224,41	247,58	301,37
5,00	84,94	114,64	153,07	181,88	210,57	277,05	305,65	372,06
5,32	96,16	129,78	173,29	205,90	238,39	313,65	346,03	421,21
5,82	87,40	117,96	157,51	187,15	216,68	285,09	314,52	382,85
6,32	79,19	106,88	142,71	169,57	196,33	258,31	284,98	346,89
6,82	71,52	96,52	128,88	153,13	177,29	233,27	257,35	313,26
7,32	64,35	86,85	115,97	137,79	159,53	209,90	231,56	281,87
7,82	57,68	77,85	103,95	123,51	143,00	188,14	207,56	252,66
8,32	51,49	69,49	92,79	110,25	127,65	167,94	185,28	225,54
8,82	45,76	61,75	82,46	97,97	113,43	149,25	164,65	200,43
9,32	40,47	54,61	72,92	86,65	100,32	131,99	145,62	177,25
9,82	35,60	48,05	64,15	76,23	88,26	116,12	128,11	155,94
10,32	31,14	42,03	56,12	66,68	77,20	101,57	112,06	136,41
10,82	27,07	36,53	48,78	57,96	67,11	88,30	97,41	118,58
11,32	23,37	31,54	42,12	50,04	57,94	76,23	84,10	102,37
11,82	20,02	27,03	36,09	42,88	49,64	65,32	72,06	87,71
12,32	17,01	22,96	30,66	36,43	42,18	55,50	61,23	74,53
12,82	14,32	19,33	25,81	30,67	35,51	46,72	51,54	62,74
13,32	11,93	16,10	21,50	25,54	29,58	38,91	42,93	52,26

13,82	9,82	13,25	17,70	21,03	24,34	32,03	35,34	43,01
14,32	7,97	10,76	14,37	17,08	19,77	26,01	28,70	34,93
14,82	6,38	8,61	11,49	13,65	15,81	20,80	22,95	27,93
15,32	5,01	6,76	9,02	10,72	12,41	16,33	18,02	21,94
15,82	3,85	5,20	6,94	8,24	9,54	12,56	13,85	16,86
16,32	2,89	3,90	5,20	6,18	7,16	9,41	10,39	12,64
16,82	2,10	2,83	3,78	4,49	5,20	6,84	7,55	9,19
17,32	1,47	1,98	2,65	3,15	3,64	4,79	5,29	6,43
17,82	0,98	1,32	1,77	2,10	2,43	3,20	3,53	4,29
18,32	0,61	0,83	1,11	1,31	1,52	2,00	2,21	2,69
18,82	0,35	0,48	0,63	0,75	0,87	1,15	1,27	1,54
19,32	0,18	0,24	0,32	0,38	0,44	0,58	0,64	0,78
19,82	0,07	0,10	0,13	0,16	0,18	0,24	0,26	0,32
20,32	0,02	0,03	0,04	0,04	0,05	0,07	0,08	0,09
20,82	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01	0,01	0,01	0,01
21,28	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

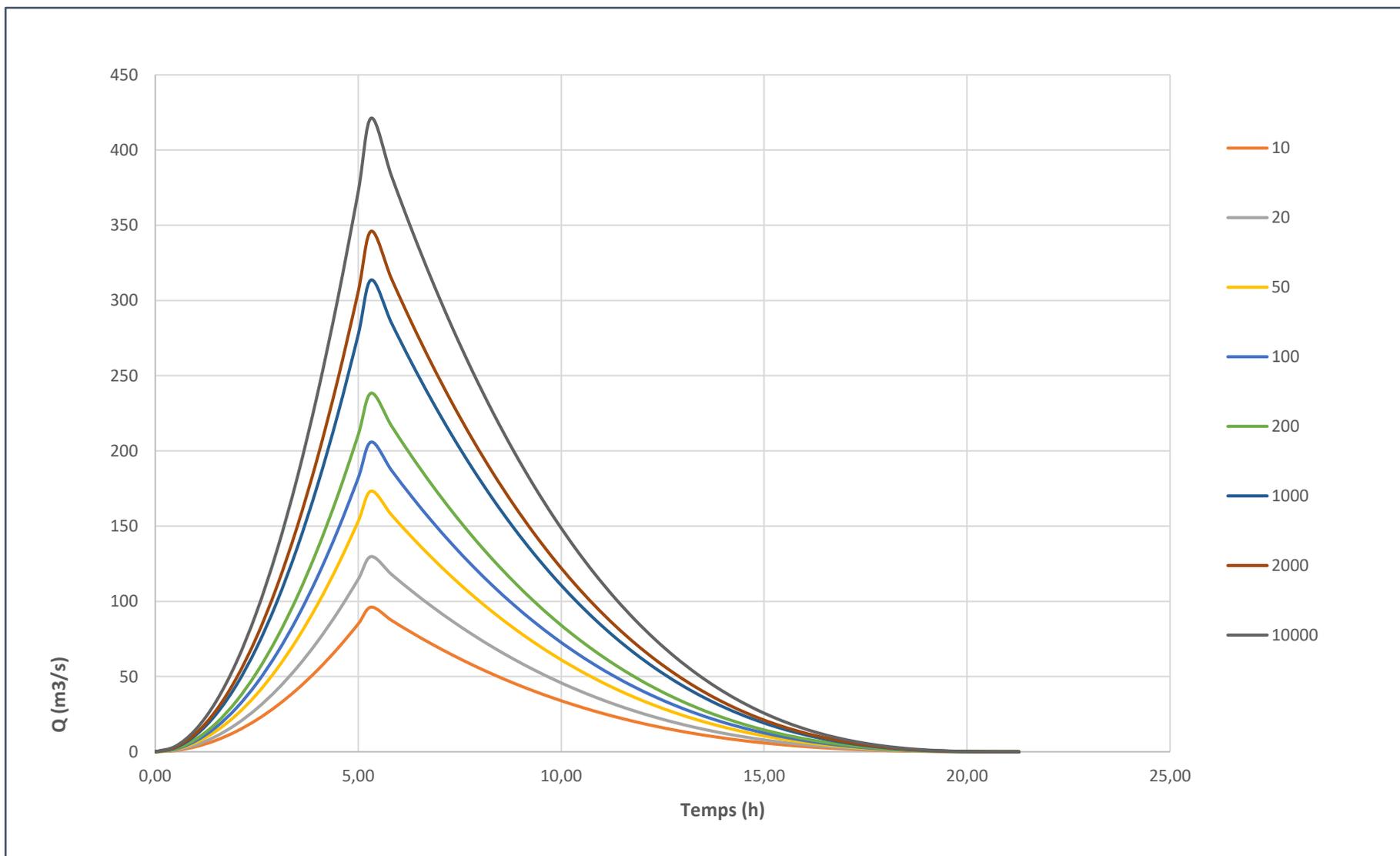


Figure II. 18 : L’Hydrogrammes des crues probables en fonction de temps (SOKOLOVSKY)

II.4.4 Choix des crues de projet et de chantier

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

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

Le choix de la période de retour dépend du risque induit par la rupture du barrage.

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

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

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

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

- Méthode du GRADEX (gradient exponentiel).
- Méthode PMP-PMF (pluie maximum probable-débits maximum probable).

Le comité Australien des grands barrages donne les recommandations suivantes :

Tableau II. 34 : Crues de projet recommandées.

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

Si :

- Le risque est faible (degré 01), on dimensionne l'évacuateur de crues pour une crue centennale.
- Le risque est moyen ou modérée (degré 02), on dimensionne pour la crue centennale avec vérification avec la crue cinq centennale et parfois millénaire.
- Si le risque est élevé (degré 03), la plus petite crue de dimensionnement ne doit en aucun cas être inférieure à la crue millénaire.

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

$$Q_{0,01\%} = 421,21 \text{ m}^3/\text{s}$$

L'hydrogramme de la crue de projet ($Q_{0,01\%}$) et celui tracé il est donné dans la Figure suivante.

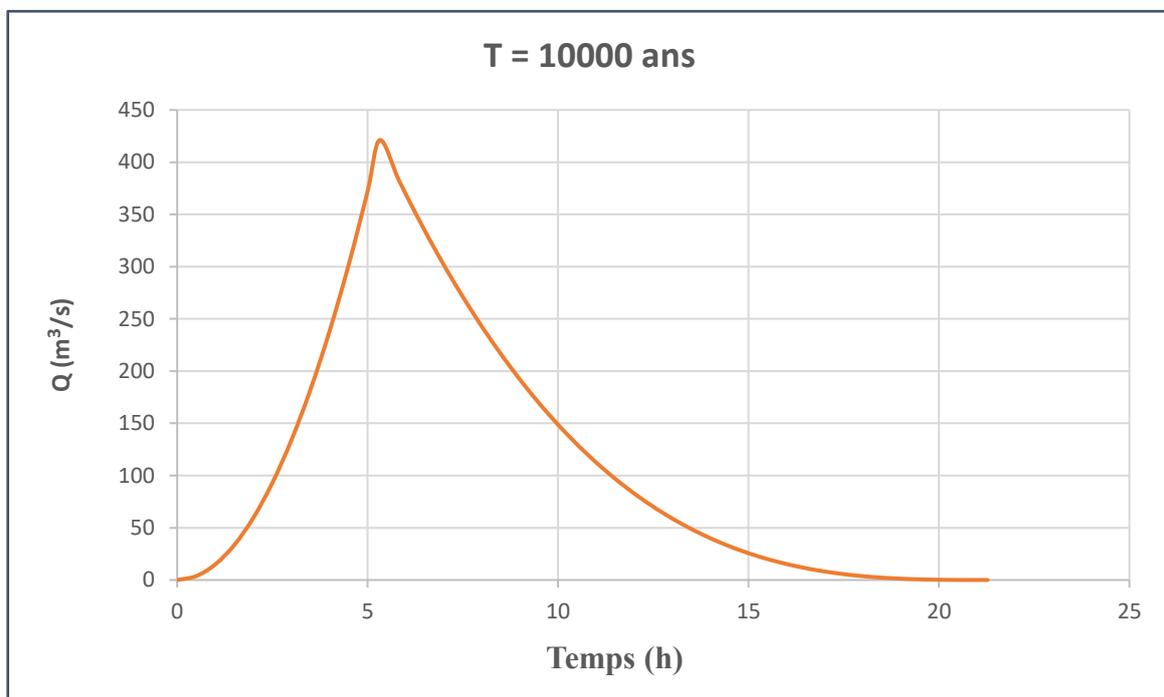


Figure II. 19: L'Hydrogramme de la crue de projet pour une période de retour 10000 ans

Les barrages en remblais sont souvent protégés contre les crues cinquanteales 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 inclus dans la digue on peut lui attribuer une petite sur élévation car il va être un ouvrage permanent par la suite, par contre si le batardeau est indépendant de la digue là il faut chercher la solution la plus économique puisque le batardeau est provisoire.

Vu toutes ces exigences on va choisir la crue (50 ans) pour la conception des ouvrages de dérivation et prises d'eau. On prend donc :

$$Q_{\max,2\%} = 173,29 \text{ m}^3/\text{s}$$

La figure ci-après représente l'hydrogramme de crue de chantier pour une période de retour de 50 ans.

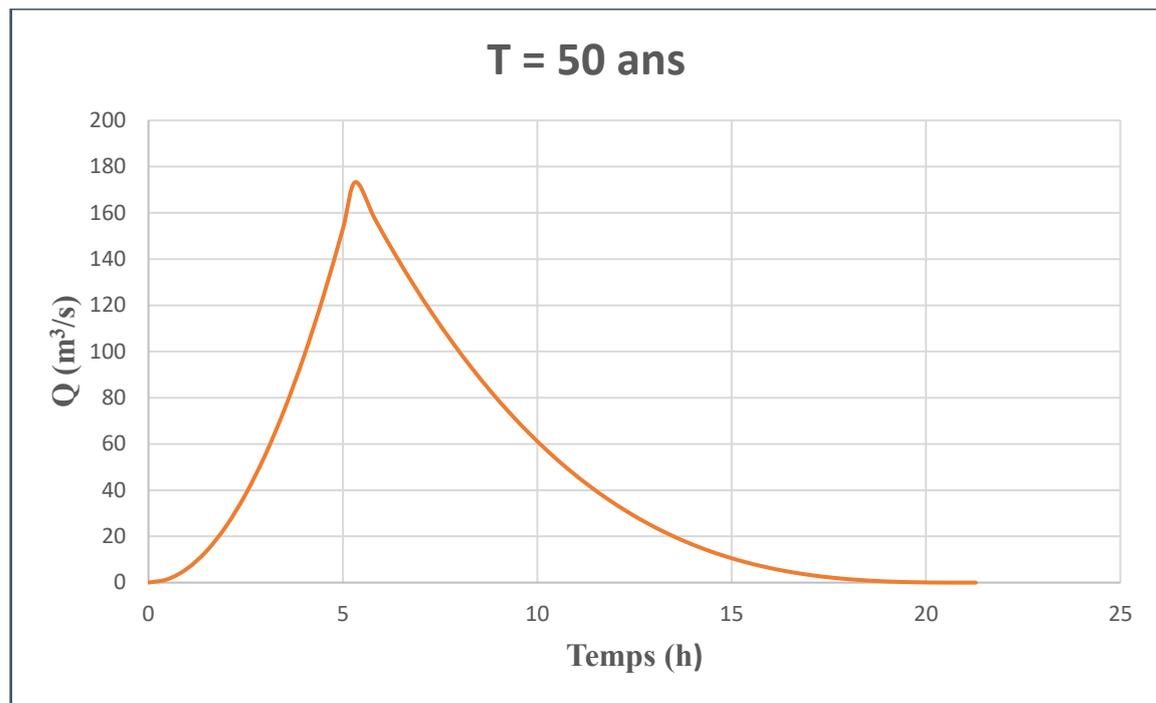


Figure II. 20 : L'Hydrogramme de la crue de chantier pour une période de retour 50 ans

II.5. REGULARISATION

La régularisation a pour objectif la détermination de la capacité optimum de la retenue ainsi que le niveau correspondant qui permettent de rendre réguliers les débits de l'oued Mellah afin de satisfaire les besoins d'irrigation avec le moindre risque de défaillance possible. Il existe deux types de régularisation sont utilisés :

- La régularisation saisonnière.
- La régularisation interannuelle.

Les paramètres indispensables au calcul de la régularisation sont :

- La répartition mensuelle de l'apport (A 80% Hm3).
- La répartition mensuelle de la demande en eau.
- La répartition mensuelle des infiltrations et d'évaporation.
- Les courbes caractéristiques de la retenue.

II.5.1 Répartition mensuelle de l'apport A80%

La répartition mensuelle de l'apport 80% est déjà. Le tableau ci-après donne la répartition mensuelle de l'apport annuel 80%

Tableau II. 35: Répartition mensuelle de l'apport annuel 80%.

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	année
A Oued (hm³)	0,025	0,074	0,386	0,802	1,539	1,556	1,293	0,844	0,255	0,046	0,006	0,004	6,83
A transfert (hm³)	1.81	1.50	1.45	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00	1.87	1.81	1.87	1.87	15.20
A total (hm³)	1,835	1,574	1,836	2,302	3,039	1,556	1,293	0,844	2,125	1,856	1,876	1,874	22,03

Source : A.N.B.T

II.5.2 Répartition mensuelle de la demande

La répartition mensuelle des besoins en eau d'irrigation obtenue auprès de l'ANBT est donnée au dans le tableau suivant

Tableau II. 36 : Répartition mensuelle des besoins.

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	année
U80% (Hm³)	2,85	0,57	0	0	0	0	0,57	1,14	1,9	2,85	4,37	4,75	19
U80% (%)	15	3	0	0	0	0	3	6	10	15	23	25	100

Source : A.N.B.T

II.5.3 Courbes « Hauteur-Capacité-Surface » :

Nous allons tracer la courbe des surfaces submergées S=f(H) et la courbe des volumes d'eau dans la cuvette V=f(H). Les surfaces et les hauteurs sont déterminées à l'aide de la carte topographique qui représente la vue en plan du dite et de la cuvette. Les volumes sont calculés à partir de la formule suivante :

$$V_n = V_{n-1} + \Delta V_n = V_{n-1} + \left(\frac{S_{n-1} + S_n}{2} \right) \Delta H \dots\dots\dots (II. 64)$$

Avec: $V_1 = \frac{2}{3} S_1 * H_1$

- S_n : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_n (m²).
- S_{n-1} : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_{n-1} (m²).
- ΔH : Différence d'altitude entre les deux courbes de niveau successives
- V_n: Volume d'eau correspondant à la courbe de niveau H_n (m³).
- ΔV_n : Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveaux successives.

Le tableau suivant donne les résultats de calcul.

Tableau II. 37 : Surfaces submergées et les volumes d'eau.

Côte (m)	S (Ha)	V (Mm3)
98	0	0,000
100	1,8	0,010
101	5,9	0,049
102	9,7	0,127
103	16,5	0,258
104	26,8	0,474
105	35,7	0,787
106	45,8	1,194
107	56,2	1,704
108	66,4	2,317
109	77,6	3,037
110	93,9	3,895
111	111	4,919
112	127,7	6,113
113	145,9	7,481
114	163,9	9,030
115	184,1	10,770
116	204	12,710
117	222,6	14,843
118	250,1	17,207
119	272,3	19,819
120	289,9	22,630
121	307,7	25,618
122	333,6	28,824

La représentation graphique des courbes topographiques et volumétriques est dans la figure suivante :

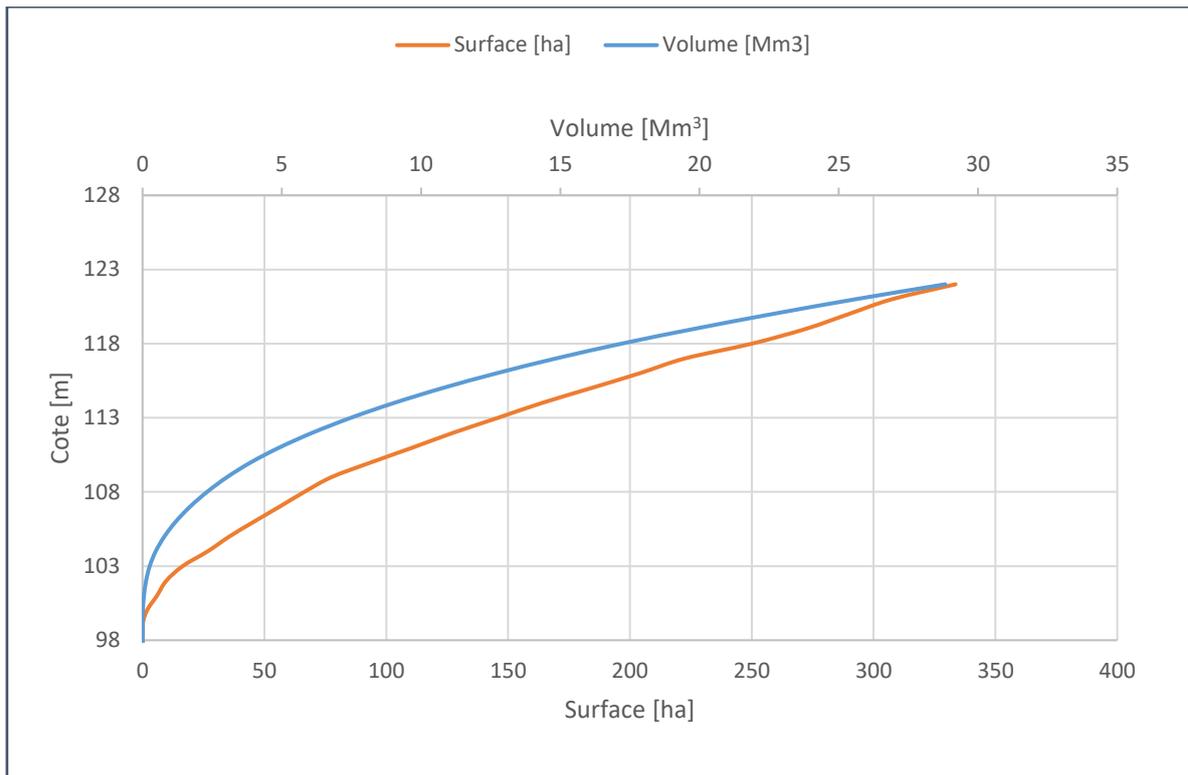


Figure II. 21: Courbe capacité-surface-hauteur

II.5.4 Calcul du volume utile

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

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

Le calcul de la régularisation est effectué en utilisant "la méthode du bilan d'eau", en suivant les étapes suivantes :

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

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

Avec :

- V_{rf} : Volume de remplissage final.
- V_{ri} : Volume de remplissage initial.
- S : Volume excédentaire à évacuer.

II.5.4.1 Détermination de la période à bonne hydraulicité

Pour déterminer la période à bonne hydraulicité on calcule la différence entre les apports mensuels et la consommation mensuelle ; la période à bonne hydraulicité commence à partir du mois où on a la plus grande série des (+) comme le montre le tableau suivant :

Tableau II. 38 : Détermination de la période à bonne hydraulicité.

mois	janv.	fév.	mars	Avril	Mai	Juin	juill	Aout	sept	oct.	nov.	déc.
W80%	3,039	1,556	1,293	0,844	2,125	1,856	1,876	1,874	1,835	1,574	1,836	2,302
U80%	0	0	0,57	1,14	1,9	2,85	4,37	4,75	2,85	0,57	0	0
W80%- U80%	+3,039	+1,556	+0,723	-0,296	+0,225	-0,994	-2,494	-2,876	-1,015	+1,004	+1,836	+2,302

D'après ce tableau : la période à bonne hydraulicité est celle du mois **Octobre** jusqu'au mois **Mars**.

II.5.4.2 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

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

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

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

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

2^{ème} Consigne d'exploitation : Cette consigne consiste à faire évacuer les eaux excédentaires à travers l'évacuateur de fond. Remplir et ensuite restituer au consommateur. Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière sont donnés dans le tableau suivant.

Tableau II. 39 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes.

mois	W (Mm ³)	U (Mm ³)	W-U (Mm ³)	1 ^{ère} Consigne			2 ^{ème} Consigne		
				Vrf (Mm ³)	Vri (Mm ³)	S (Mm ³)	Vrf (Mm ³)	Vri (Mm ³)	S (Mm ³)
					3,02			3,02	
oct.	1,574	0,57	1,004	4,024	4,024		2,016	3,02	1,004
nov.	1,836	0	1,836	5,86	5,86		1,184	3,02	1,836
déc.	2,302	0	2,302	8,162	8,162		2,85	3,02	0,17
janv.	3,039	0	3,039	11,201	10,47	0,731	5,152	5,152	
fév.	1,556	0	1,556	12,026	10,47	1,556	8,191	8,191	
Mar.	1,293	0,57	0,723	11,193	10,47	0,723	9,747	9,747	
Avr.	0,844	1,14	-0,296	10,174	10,174		10,47	10,47	
Mai.	2,125	1,9	0,225	10,399	10,399		10,174	10,174	
Jun.	1,856	2,85	-0,994	9,405	9,405		10,399	10,399	
Jul.	1,876	4,37	-2,494	6,911	6,911		9,405	9,405	
Aou.	1,874	4,75	-2,876	4,035	4,035		6,911	6,911	
Sep.	1,835	2,85	-1,015	3,02	3,02		4,035	4,035	
			3,01			3,01		3,02	3,01

D'après le tableau ci-avant on a les résultats suivants :

Excédent : $S = W_{80\%} - U_{80\%} = 9.08 - 6.7 = 3,01 \text{ Mm}^3$

$S = 3,01 \text{ Mm}^3$

$V_{s1} = 10,46 \text{ Mm}^3, V_{d1} = 0,296 \text{ Mm}^3, V_{s2} = 0,225 \text{ Mm}^3$ et $V_{d2} = 7,379 \text{ Mm}^3$

$V_{s1} > V_{d1}$
 $V_{s2} < V_{d2}$
 $V_{s2} < V_{d1}$

} donc la retenue fonctionne à deux temps dépendants.

Alors : $V_u = V_{d1} + V_{d2} - V_{s2} = 7,45 \text{ Mm}^3$

Le volume normal de la retenue sera :

$V_{NNR} = V_u + V_m = 7,45 + 3,02 = 10,47 \text{ Mm}^3$

$V_{NNR} = 10,47 \text{ Mm}^3$ $NNR = 115 \text{ m NGA}$.

II.5.4.3 Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes

Les pertes dans la retenue sont de deux sortes :

- Pertes par évaporation.
- Pertes par infiltration

a. Pertes par évaporation

On a:

$V_{\text{évap}} = E_s \times S_{\text{moy}} \dots\dots\dots(\text{II. 65})$

Avec :

- 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}), elle est déterminée sur la courbe $S = f(V)$. Cette courbe est représentée sur Figure II. 24.

$$V_{moy} = \frac{V_{rfi} + V_{rfi+1}}{2} \dots\dots\dots (II. 66)$$

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

b. Pertes par infiltration

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{inf} = \frac{\delta * V_{moy}}{100} \dots\dots\dots (II. 67)$$

Avec :

- V_{inf} : volume perdu à cause de l'infiltration.
- δ : Coefficient qui dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette

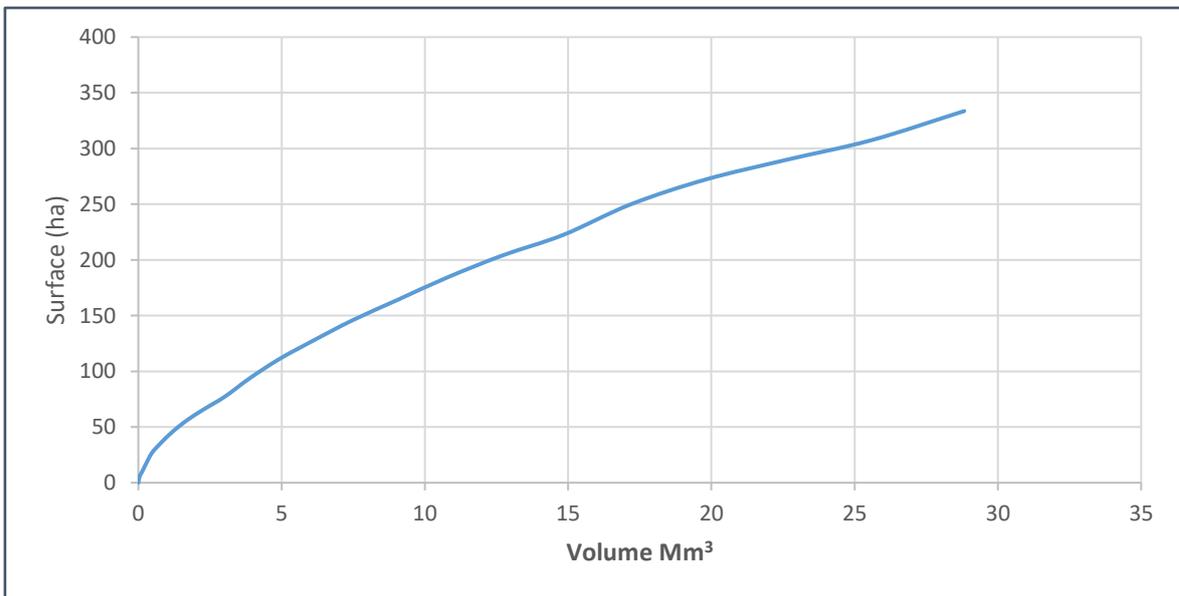


Figure II. 22 : Courbe volumétrique ($S = f(V)$)

Tableau II. 40: Valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologiques.

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

On prend : $\delta = 0,75\%$

Le calcul des pertes est représenté dans le tableau suivant :

Tableau II. 41 : Les volumes des pertes dans la retenue.

Mois	V moy (Mm³)	S moy (Mm³)	Es (10⁻³ m)	Vep (Mm³)	V inf (Mm³)	$\pi = V_{ep} + V_{inf}$ (Mm³)
oct.	4,942	1,130	90	0,102	0,037	0,139
nov.	7,011	1,392	52	0,072	0,053	0,125
déc.	9,682	1,683	40	0,067	0,073	0,140
janv.	11,614	1,874	45	0,084	0,087	0,171
fév.	11,610	1,873	57	0,107	0,087	0,194
Mar.	10,684	1,784	87	0,155	0,080	0,235
Avr.	10,287	1,744	120	0,209	0,077	0,286
Mai.	9,902	1,705	152	0,259	0,074	0,333
Jun.	8,158	1,521	177	0,269	0,061	0,330
Jul.	5,473	1,202	200	0,240	0,041	0,282
Aou.	3,528	0,909	180	0,164	0,026	0,190
Sep.	3,522	0,909	135	0,123	0,026	0,149

Les résultats de la régularisation saisonnière avec pertes sont dans le tableau ci-après.

Tableau II. 42 : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes.

mois	W (Mm ³)	U (Mm ³)	π (Mm ³)	W-(U + π) (Mm ³)	1 ^{ère} Consigne			2 ^{ème} Consigne		
					Vrf (Mm ³)	Vri (Mm ³)	S (Mm ³)	Vrf (Mm ³)	Vri (Mm ³)	S (Mm ³)
						3,02			3,02	
oct.	1,574	0,57	0,139	0,865	3,885	3,885		2,155	3,020	0,865
nov.	1,836	0	0,125	1,711	5,596	5,596		1,309	3,020	1,711
déc.	2,302	0	0,140	2,162	7,758	7,758		5,162	3,020	-2,142
janv.	3,039	0	0,171	2,868	10,626	10,626		7,324	7,324	
fév.	1,556	0	0,194	1,362	11,988	11,988		10,191	10,191	
Mar.	1,293	0,57	0,235	0,488	12,476	12,041	0,435	11,553	11,553	
Avr.	0,844	1,14	0,286	-0,582	11,459	11,459		12,041	12,041	
Mai.	2,125	1,9	0,333	-0,108	11,350	11,350		11,459	11,459	
Jun.	1,856	2,85	0,330	-1,324	10,026	10,026		11,350	11,350	
Jul.	1,876	4,37	0,282	-2,776	7,250	7,250		10,026	10,026	
Aou.	1,874	4,75	0,190	-3,066	4,184	4,184		7,250	7,250	
Sep.	1,835	2,85	0,149	-1,164	3,020	3,020		4,184	4,184	
				0,435			0,435	3,020	3,020	0,435

D’après le tableau ci-avant on a les résultats suivants :

Excédent: $S' = W_{80\%} - U_{80\%} - \Pi = 0,435 \text{ Mm}^3$

$S' = 0,435 \text{ Mm}^3$

$V_s = 9,456 \text{ Mm}^3$ et $V_d = 9,021 \text{ Mm}^3$; $V_s > V_d$ donc la retenue fonctionne à un temps.

Alors : $V'u = V_d = 9,021 \text{ Mm}^3$

Le volume normal de la retenue sera : $V'NNR = V'u + V_m = 12,041 \text{ Mm}^3$

$V'NNR = 12,041 \text{ Mm}^3$ $NNR = 115,75 \text{ m NGA}$.

II.5.4.4 Régularisation Interannuelle

La régularisation interannuelle a pour but de satisfaire la consommation durant plusieurs années, il y a plusieurs méthodes de calcul, on opte pour la méthode de KRISTEKLY MENKEL.

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

$V_{\text{inter}} = V_s + V_{\text{int}} = (\beta_s + \beta_{\text{plur}}) \times W_0 \dots\dots\dots(\text{II. 68})$

Avec :

- β_s : Composante saisonnière du volume utile.
- β_{plur} : Composante pluriannuelle du volume utile.
- W_0 : Apport moyen interannuel.

a. Calcul de la composante saisonnière β_s

$\beta_s = \alpha (T_{\text{ét}} - W_{\text{ét}}) \dots\dots\dots(\text{II. 69})$

$$T_{\text{ét}} = \frac{N_{\text{ét}}}{12} \dots\dots\dots(\text{II. 70})$$

$$W_{\text{ét}} = \frac{\sum_1^{N_{\text{ét}}} W_i}{\sum_1^{12} W_i} \dots\dots\dots(\text{II. 71})$$

Avec :

- Tét : durée relative de l’été au cours de l’année.
- Nét : nombre de mois de l’été dans une année.
- Wét : volume relative de l’écoulement pendant l’été
- α : Coefficient de régularisation (α=0.8 - 0.9)

Tableau II. 43 : La répartition mensuelle des apports et des débits.

Mois	W (%)	W (Mm3)	Q (m3/s)
Sep	8,34	1,84	0,058
Oct	7,15	1,57	0,050
Nov	8,34	1,84	0,058
Déc	10,46	2,30	0,073
Jan	13,81	3,04	0,096
Fév	7,07	1,56	0,049
Mar	5,87	1,29	0,041
Avr	3,83	0,84	0,027
Mai	9,65	2,13	0,067
Jun	8,43	1,86	0,059
Jul	8,52	1,88	0,059
Aout	8,51	1,87	0,059
Année	100,00	22,01	0,698

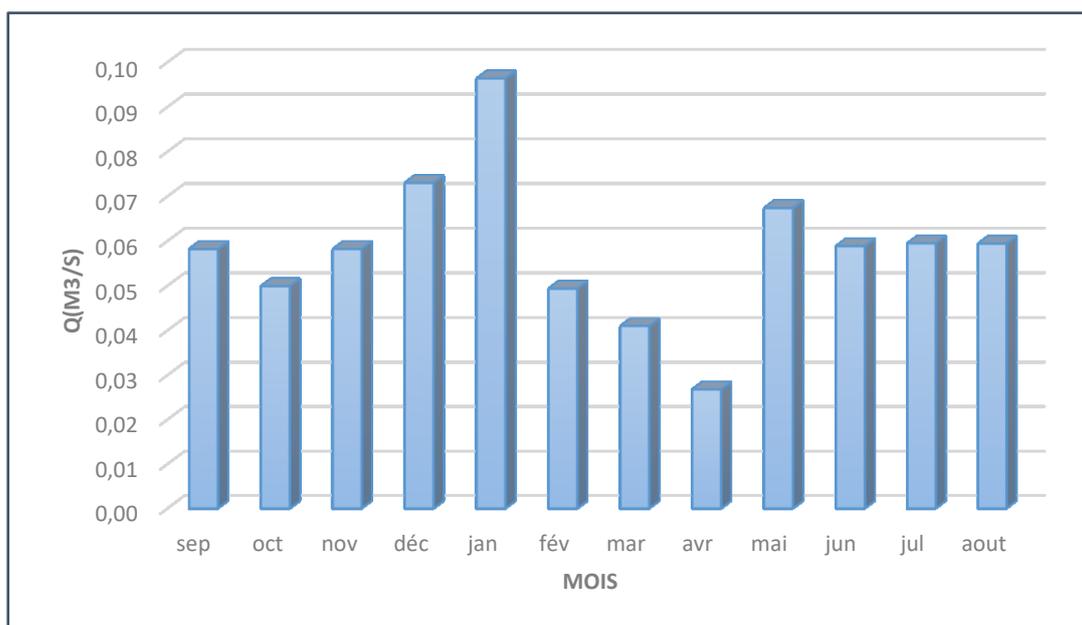


Figure II. 23: Répartition mensuelle des débits moyens

On a : $N_{\text{ét}}=4$, $\sum_1^{N_{\text{ét}}} W_i = 5,267 \text{ Mm}^3$, $\sum_1^N W_i = 22,01 \text{ Mm}^3$ et $W_0 = 22,01 \text{ Mm}^3$
 $AN : T_{\text{ét}}= 0,333$, $W_{\text{ét}}= 0,239 \text{ Mm}^3$ **$\beta_s = 0,085 \text{ Mm}^3$**
 Le volume saisonnier est $V_s = \beta_s * W_0$ **$V_s = 1,863 \text{ Mm}^3$**

b. Calcul de la composante interannuelle β_{plur}

$$\beta_{\text{int}} = \max (\alpha - K_{p\%}^{(n)}) n = \max [\alpha - (F_{p\%} C_v^{(n)} + 1)] n \dots\dots\dots(\text{II. 72})$$

Avec :

- α : coefficient de régularisation.
- $K_{p\%}$: coefficient de l'hydraulicité.
- $F_{p\%}$: probabilité en fonction de $P\%$ et C_s .
- C_v : coefficient de variation de la série des débits annuels.

$$C_v^{(n)} = \frac{C_v}{\sqrt{n}} ; C_s^{(n)} = \frac{C_s}{\sqrt{n}} \dots\dots\dots(\text{II. 73})$$

D'après le tableau de calcul dans l'annexe, on trouve **$\beta_{\text{int}} = 0,7254$** pour $\alpha=0.9$

Donc le volume utile interannuel est : $V_{\text{uint}} = (\beta_s + \beta_{\text{plur}}) \times W_0$

$$\mathbf{V_{\text{inter}} = 17,83 \text{ Mm}^3}$$

La capacité du barrage au niveau normal de la retenue est:

$$V_{\text{NNR}} = V_m + V_{\text{uint}} = 3,02 + 17,83 = \mathbf{20,85 \text{ Mm}^3}$$

$$\mathbf{V_{\text{NNR}} = 20,85 \text{ Mm}^3}$$

Remarque :

Dans notre cas l'apport est supérieur à la consommation, donc on prend la **régularisation saisonnière**.

II.6. LAMINAGE DES CRUES

Dans les petits bassins versants, les débits de crue instantanés sont souvent relativement élevés, mais le volume des crues est en général assez faible et les crues peuvent être laminées de façon appréciable par stockage dans la tranche disponible entre la cote du déversoir et celle des plus hautes eaux. Le débit qui passe dans l'évacuateur de crue (Q_e) est inférieur à celui de la pointe de la crue à l'entrée de la retenue (Q_c). L'effet de laminage de crue dépend de la forme de l'Hydrogramme de la crue entrant dans la retenue, de la capacité d'évacuation du déversoir de crue et de la forme de la partie supérieure de la retenue.

L'étude de laminage consiste soit à déterminer la cote maximale atteinte par le plan d'eau pendant la crue, les dimensions du déversoir (longueur déversant) étant fixées à priori, soit à déterminer les dimensions de l'évacuateur de crue, la hauteur maximale du plan d'eau au-dessus de l'évacuateur de crue étant fixée à priori.

En général, pour des raisons d'hydraulique, on adopte une hauteur du plan d'eau au-dessus du seuil des évacuateurs de crue à système de contrôle déversant comprise entre 0.60 et 1.50m. L'étude doit être effectuée pour des crues de forme et de durée diverses afin de déterminer la cote maximale du plan d'eau et le débit maximal correspondant de l'évacuateur de crue dans les conditions les plus défavorables de laminage.

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

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

$$Q \cdot dt = q \cdot dt + S \cdot dh \dots\dots\dots(\text{II. 74})$$

Avec :

- Q: le débit entrant de la crue.
- q : le débit déverse par l'évacuateur de crue (débit laminé).
- S : la surface du plan d'eau de la cuvette.
- Le débit cumulé à l'instant t est : $Q - q = S \cdot dh/dt$

Avec :

- dh/dt : La vitesse de remplissage ou de montée de la retenue.

Il existe plusieurs procédés de calcul comme ceux de Hildenblate, Sorensen, Blakmore, Kotcherine, Patapov, Step by step , Muskingum ainsi que d'autres méthodes, nous retenons la méthode de Muskingum.

II.6.1 Méthode de Muskingum (Fread, D.L. 1993)

a. Laminage d'une onde de crue dans un tronçon de rivière

Le mouvement de l'eau durant une période de crue dans un tronçon de rivière ou d'égout obéit aux équations de Saint-Venant. Ces équations traduisent la conservation de la masse et de la quantité de mouvement le long d'un tronçon orienté selon la direction principale d'écoulement X .L'équation de la quantité de mouvement se présente comme suit :

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial X} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial y}{\partial X} = gA(S_0 - S_f) + q \frac{Q}{A} \dots\dots\dots(\text{II. 75})$$

L'équation de continuité ou de conservation de la masse est la suivante :

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial X} = q \dots\dots\dots(\text{II. 76})$$

En plus des notations habituelles, q désigne dans ces équations le débit latéral par unité de longueur du tronçon de rivière, débit qui entre dans le tronçon ou en sort. La signification des cinq termes de l'équation (II. 75) est la suivante :

- a) Le terme 1 représente l'accélération temporelle locale. Plus précisément, il rend compte de la vitesse de la variation du débit durant la crue. A titre d'exemple, si le débit de crue augmente de 1 m³ /s à 2m³ /sen une heure, ce terme vaut (1 m³/s-2m³/s) /3600s=0,000277m³ /s. L'importance relative de ce terme, qui en l'occurrence est faible, doit être comparée avec celle des autres termes apparaissant dans l'équation.
- b) Le terme 2 représente l'accélération convective qui peut exister quand il y a un changement dans la géométrie (élargissement, rétrécissement). En absence de changement de section ce terme peut être négligé.
- c) Le terme 3 traduit le bilan des forces de pression dues au changement de la profondeur y avec l'abscisse x.
- d) Le terme 4 exprime les forces de gravité (S₀) et les forces de frottement (S_f).
- e) Le terme 5 exprime l'apport ou ma perte de la quantité du mouvement dus à un apport ou une perte d'eau sur le côté latéral.

La résolution des équations 1 et 2 est faisable mais pose parfois des difficultés d'ordre pratique et numérique (Cunge et Wegner 1964). On a ainsi souvent cherché à simplifier ce système selon les applications et les contextes.

D'après plusieurs études (Cunge et al. 1980), les trois premiers termes de l'équation 26 peuvent être négligés pour la plupart des crues dans les rivières, si bien que l'équation 26 devient en l'absence d'apport de débit latéral :

$$S_0 = S_f \dots\dots\dots(\text{II. 77})$$

L'équation de continuité 2 peut être mise sous la forme suivante :

$$I - O = \frac{dS}{dt} \dots\dots\dots(\text{II. 78})$$

Ou :

- I : (INPUT ou Inflow) désigne le débit d'entrée Q_E .
- O : (OUTPUT ou Outflow) désigne le débit de sortie Q_S .
- S : désigne l'emménagement d'eau dans le tronçon.

L'équation (II. 78) exprime tout simplement le principe de conservation de la masse: le taux de variation de l'emménagement est égal à la différence entre les débits entrant et sortant.

b. Application de la méthode

Après intégration entre deux instants assez rapprochés t_1 et t_2 s'écrit :

$$\Delta S = S_2 - S_1 = \int_{t_1}^{t_2} I dt - \int_{t_1}^{t_2} O dt \dots\dots\dots(\text{II. 79})$$

Pour un petit intervalle de temps $\Delta t = t_2 - t_1$, on peut écrire :

$$S_2 - S_1 = \left(\frac{I_1 + I_2}{2} - \frac{O_1 + O_2}{2} \right) \Delta t \dots\dots\dots(\text{II. 80})$$

La résolution du problème consiste à déterminer O_1 et O_2 , connaissant I_1 et I_2 L'équation (II. 79) ne peut être utile que si l'on dispose d'une fonction d'emménagement pour déterminer S_1 et S_2 .

c. Principe de la méthode de solution

Le laminage à travers un réservoir est dû à la restriction qui limite le débit de sortie lorsque l'évacuation s'opère par le fond, à travers une vanne ou un orifice. Dans le cas d'un barrage-déversoir de grande surface, le débit d'entrée ne produit qu'une faible variation de la hauteur d'eau. C'est justement cette hauteur dans le réservoir qui gouverne le débit de sortie qui se voit ainsi laminé. Lorsque le déversoir est muni d'une contraction latérale, le laminage est encore plus prononcé.

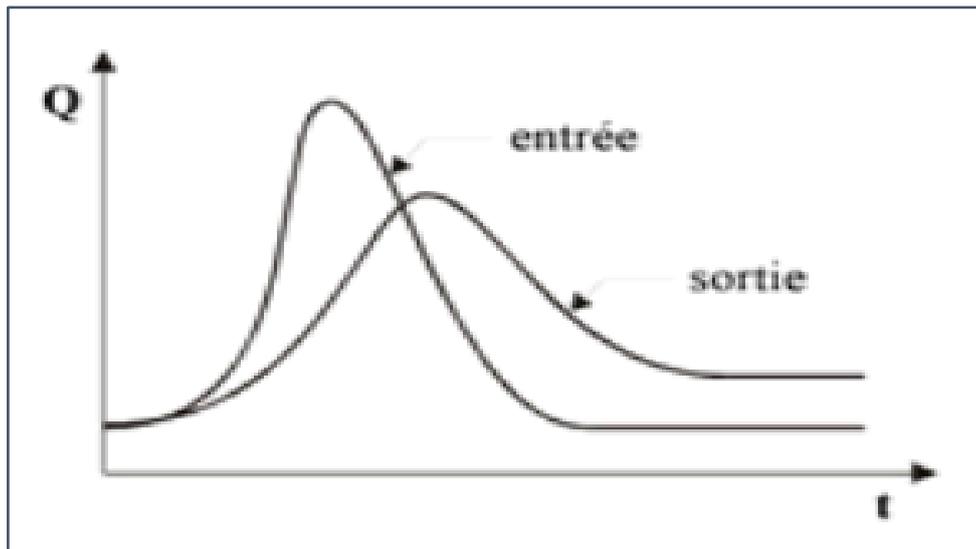


Figure II. 24 : Laminage à travers un barrage

Pour traduire le bilan d'eau, (II . 79) s'applique encore. Elle peut être réécrite :

$$2 \frac{S_2}{\Delta t} + O_2 = I_1 + I_2 + 2 \frac{S_1}{\Delta t} + O_1 - 2O_1 \dots\dots\dots(\text{II. 81})$$

Cette équation permet de résoudre partiellement le problème ,car elle permet de calculer la quantité inconnue $[2S_2/\Delta t + O_2]$ en fonction d'autres quantités toutes connues qui figurent dans le membre de droite . rappelons que les indices 1 et 2 désignent respectivement le début et la fin d'un intervalle de temps I_1 et I_2 , qui représentent les débits d'entrée au début et à la fin de l'intervalle , sont connus car l'hydrogramme d'entrée du réservoir est supposé connu à tous les instants . S_1 et O_1 sont connus car ils constituent les conditions initiales qui prévalent avant le début de la crue. Au cours de la crue, S_1 et O_1 sont connus à cause récursivité des calculs. Le stockage et le débit de sortie au début d'un intervalle sont calculés à la fin de l'intervalle précédent.

La question qui se pose est : comment calculer le débit de sortie O_2 à partir de la quantité connue $[2S_2/\Delta t + O_2]$?

Il est possible de construire pour chaque réservoir sa propre courbe caractéristique $2 \frac{S_2}{\Delta t} + O = f(O)$. Cette courbe est indépendante de l'hydrogramme d'entrée du réservoir.

Elle ne dépend que des propriétés géométriques du réservoir et de sa structure d'évacuation.

Comme il sera démontré dans les deux prochains paragraphes, le stockage S et le débit de sortie dépendent de la profondeur h dans le réservoir. On se donne arbitrairement un certain nombre de valeurs de h pour couvrir adéquatement les plages de variation en période de crue et on construit le tableau suivant :

Tableau II. 44 : Valeurs de h et les plages de variation en période de crue.

h₁	S₁	O₁	$2 S_1/\Delta t + O_1$
h₂	S₂	O₂	$2 S_2/\Delta t + O_2$
h₃	S₃	O₃	$2S_3/\Delta t + O_3$
...
h_n	S_n	O_n	$2 S_N/\Delta t + O_n$

Les deux dernières colonnes du tableau permettent de tracer la fonction cherchée

$$f(O) = \frac{S_2}{\Delta t} + O \dots\dots\dots(\text{II. 82})$$

d. Calcul du débit de sortie

Il y a plusieurs types d'évacuation de l'eau des réservoirs. Globalement, on peut pratiquement tous les intégrer dans l'une ou l'autre des deux familles suivantes :

- Evacuation a surface libre, Dans ce cas, le débit de sortie se calcule par une relation de la forme:

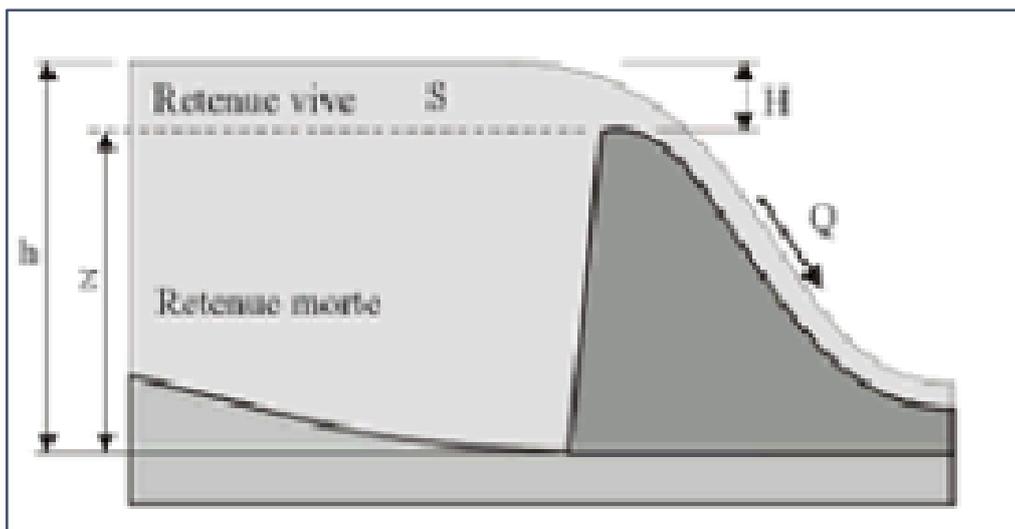


Figure II. 25 : Evacuateur à surface libre

$$Q = C BH^{3/2} = C B (h - z)^{3/2} \dots\dots\dots(\text{II. 83})$$

Ou :

- C : constante qui tient compte de la forme du déversoir
- B : la largeur de déversoir
- H : la charge au-dessus de la crête z en avant du déversoir,
- h : la profondeur d'eau en amont du déversoir.

- Evacuation par le fond à travers une vanne ou un orifice le débit se calcule alors par une relation de la forme :

$$Q = mA \sqrt{2gh} \dots\dots\dots(\text{II. 84})$$

Ou :

- m : constante de débit
- A : la section d'écoulement
- h : la hauteur d'eau à partir du centre de la section d'écoulement jusqu'à la surface libre.

e. Calcul du volume stocké :

Quand la section A du réservoir est constante, le calcul du volume stocké S pour une profondeur h donnée se fait à l'aide de la formule simple suivante :

$$S = Ah \dots\dots\dots (II. 85)$$

Ceci est le cas pour certains bassins de rétention artificiels construits en milieu urbain.

Pour les réservoirs naturels, les berges ne sont pas verticales. Les courbes d'emmagasinement se présentent alors sous la forme :

$$S = a_0 + a_1 h + a_2 h^2 + a_3 h^3 + \dots + a_n h^n \dots\dots\dots (II. 86)$$

Les coefficients $a_0, a_1, a_2, \dots, a_n$ qui sont propres à chaque réservoir, doivent être déterminés à partir des relevés géodésiques sur le fond et les berges.

Que la section soit constante ou variable avec la profondeur, la connaissance de h permet de déterminer le volume stocké.

f. Application de la méthode de Mukingum pour une largeur de déversoir b=30m

Le débit de sortie est calculé par la relation suivante :

$$Q = mb \sqrt{2g} H^{3/2} \dots\dots\dots (II. 87)$$

Pour b=30 m et m = 0.49 : $Q = 32.55 H^{3/2}$

La courbe capacité –hauteur peut être modélisée par une équation linéaire avec un coefficient de corrélation $r = 0,998$ entre les altitudes 98 m NGA et 122 m NGA.

$$V(Mm^3) = 0,0733 H^2 - 15,014 H + 768,26$$

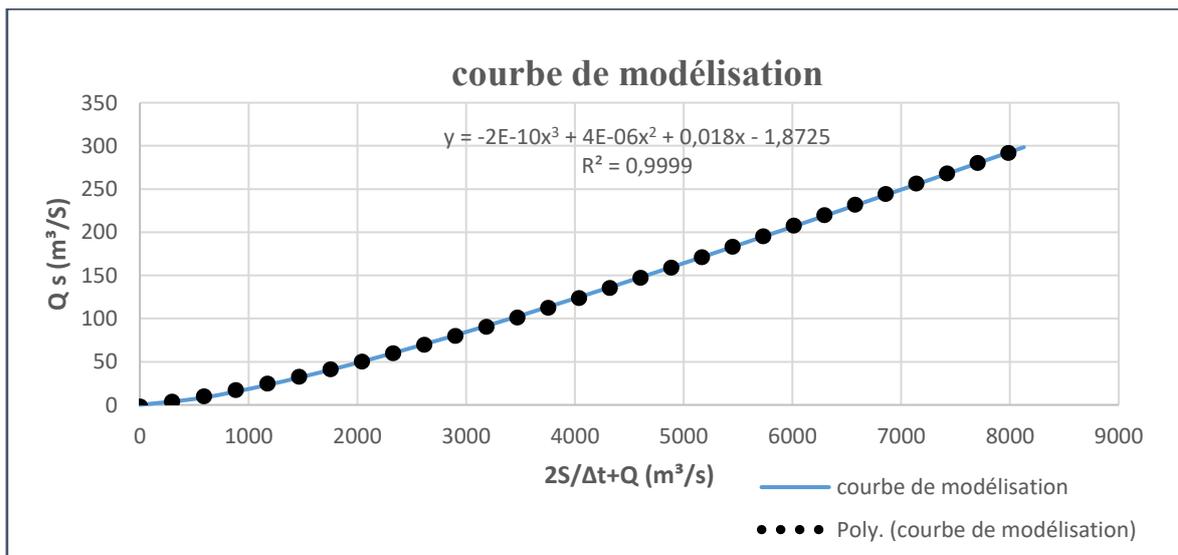


Figure II. 26 : Modélisation de la courbe capacité- hauteur

La courbe surface – hauteur peut être modélisée par l'équation suivante avec un coefficient de corrélation $r = 0,999$ entre les altitudes 98 m NGA et 122 m NGA.

$$S(\text{ha}) = 0,4964 x^2 - 94,788 x + 4516,9$$

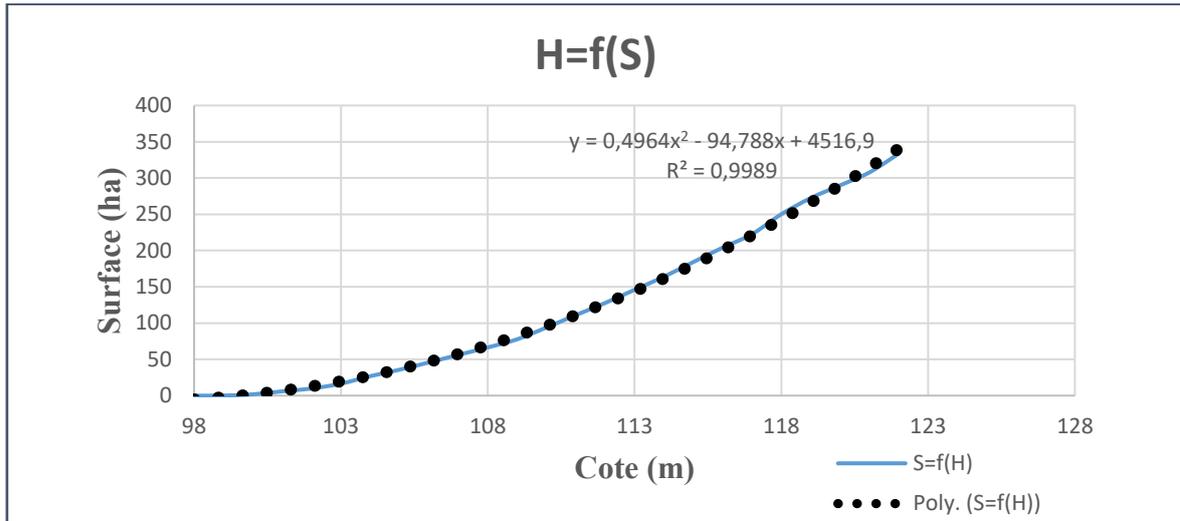


Figure II. 27 : Modélisation de la courbe surface-hauteur

La première étape consiste à tracer la courbe caractéristique du barrage

$$f(Q_s) = (2S/\Delta t + Q_s) :$$

Initialement le débit de sortie $Q_s = 0 \text{ m}^3/\text{s}$ et la hauteur $H = 0 \text{ m}$, le volume stocké $V_s = 0 \text{ m}^3$.

La valeur maximale de débit d'entrée $Q_e = 299 \text{ m}^3/\text{s}$ nous donne la plage à couvrir avec le variable H : $299 = 65,11 H^{3/2}$, soit $H_{\text{max}} = 2,76 \text{ m}$.

Les résultats obtenus pour des valeurs choisies de H sont donnés dans le tableau suivant

Tableau II. 45 : Calcul de la courbe caractéristique du barrage pour $b = 30 \text{ m}$.

H (m)	CÔTE(NGA)	A (Km ²)	Q (m ³ /S)	S (m3)	2S/Δt+Q
0,00	115,75	195,99	0,00	0,00	0
0,25	116,00	201,05	8,14	502626,00	566,61
0,50	116,25	206,18	23,02	1030878,13	1168,44
0,75	116,50	211,36	42,29	1585221,75	1803,65
1,00	116,75	216,61	65,11	2166122,25	2471,91
1,25	117,00	221,92	91,00	2774045,00	3173,27
1,50	117,25	227,30	119,62	3409455,38	3907,90
1,75	117,50	232,73	150,74	4072818,75	4676,09
2,00	117,75	238,23	184,17	4764600,50	5478,17
2,25	118,00	243,79	219,76	5485266,00	6314,49
2,50	118,25	249,41	257,38	6235280,62	7185,47
2,76	118,51	255,32	298,56	7046929,64	8128,48

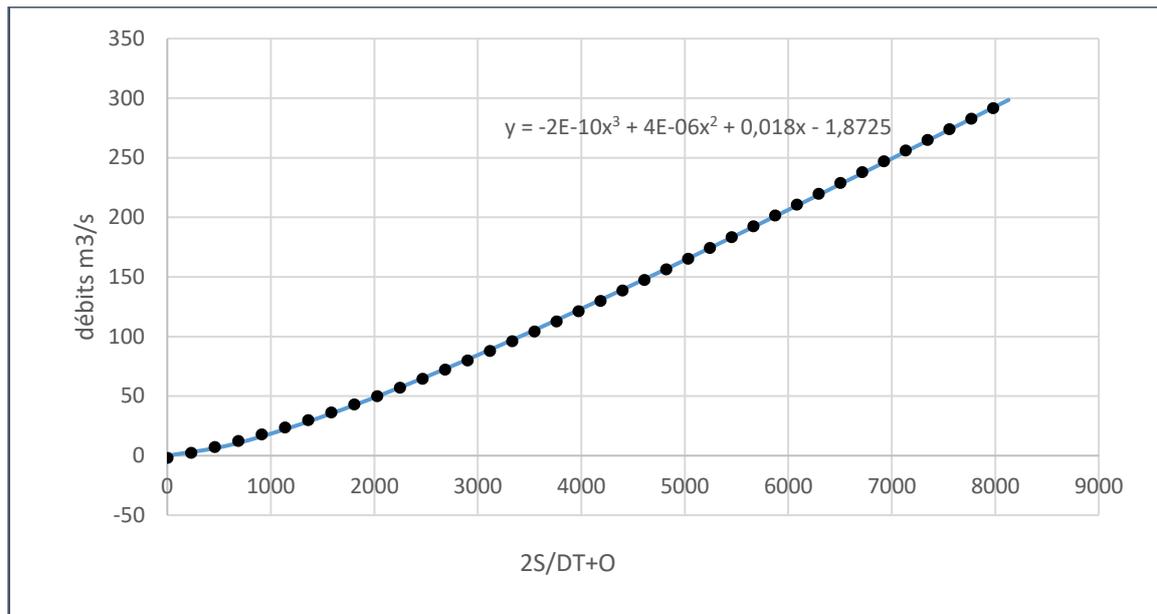


Figure II. 28 : Courbe caractéristique du barrage

Utilisons la courbe caractéristique du barrage et l'équation (II. 81). On détermine l'hydrogramme des débits de sortie

Tableau II. 46 : Calcul de l'hydrogramme de sortie pour b = 30m.

Temps(h)	I	I1+I2	2S/Δt+Q	(2S/Δt+Q)-2Q	Qs
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,50	2,64	2,64	2,64	2,55	0,05
1,00	10,56	13,21	15,75	15,18	0,28
1,50	23,77	34,33	49,52	47,71	0,90
2,00	42,26	66,03	113,74	109,55	2,10
2,50	66,03	108,29	217,83	209,61	4,11
3,00	95,08	161,11	370,72	356,30	7,21
3,50	129,41	224,50	580,79	557,26	11,76
4,00	169,03	298,45	855,71	819,30	18,21
4,50	213,93	382,96	1202,26	1148,11	27,07
5,00	264,11	478,04	1626,15	1548,18	38,99
5,32	299,00	563,11	2111,29	2003,39	53,95
5,82	271,77	570,77	2574,15	2435,30	69,43
6,32	246,24	518,01	2953,31	2787,52	82,90
6,82	222,37	468,62	3256,14	3067,90	94,12
7,32	200,09	422,46	3490,37	3284,26	103,05
7,82	179,35	379,44	3663,71	3444,10	109,80
8,32	160,10	339,45	3783,55	3554,49	114,53

8,82	142,27	302,37	3856,86	3621,96	117,45
9,32	125,82	268,10	3890,06	3652,50	118,78
9,82	110,69	236,52	3889,02	3651,55	118,74
10,32	96,83	207,52	3859,07	3623,99	117,54
10,82	84,17	181,00	3805,00	3574,23	115,38
11,32	72,67	156,84	3731,07	3506,16	112,45
11,82	62,27	134,93	3641,09	3423,26	108,92
12,32	52,90	115,17	3538,43	3328,61	104,91
12,82	44,53	97,44	3426,04	3224,89	100,58
13,32	37,09	81,63	3306,52	3114,48	96,02
13,82	30,53	67,63	3182,11	2999,43	91,34
14,32	24,80	55,33	3054,77	2881,54	86,61
14,82	19,83	44,62	2926,17	2762,35	81,91
15,32	15,57	35,40	2797,75	2643,17	77,29
15,82	11,97	27,54	2670,71	2525,12	72,79
16,32	8,97	20,95	2546,07	2409,15	68,46
16,82	6,52	15,50	2424,65	2296,04	64,31
17,32	4,57	11,09	2307,13	2186,40	60,36
17,82	3,05	7,61	2194,01	2080,74	56,63
18,32	1,91	4,95	2085,70	1979,44	53,13
18,82	1,09	3,00	1982,44	1882,75	49,85
19,32	0,55	1,65	1884,40	1790,83	46,78
19,82	0,23	0,78	1791,61	1703,74	43,94
20,32	0,07	0,29	1704,03	1621,44	41,30
20,82	0,01	0,07	1621,51	1543,80	38,85
21,28	0,00	0,01	1543,81	1470,64	36,59
21,28	0,00	0,00	1470,64	1401,67	34,49

Le calcul de l'hydrogramme laminé pour les différentes largeurs b est donné dans le tableau suivant :

Tableau II. 47: Hydrogramme d'entrée et les hydrogrammes de sorties.

Hydrogramme d'entrée			Hydrogramme de sortie (Qlaminé m ³ /s)												
			Hd=2,76 m	Hd=2,49 m	Hd=2,28 m	Hd=2,11 m	Hd=1,97 m	Hd=1,84 m	Hd=1,74 m	Hd=1,65 m	Hd=1,57 m	Hd=1,50 m	Hd=1,44 m	Hd=1,38 m	Hd=1,33 m
T (h)	Q (m ³ /s)	Q1+Q2 (m ³ /s)	B=30m	B=35m	B=40m	B=45m	B=50m	B=55m	B=60m	B=65m	B=70m	B=75m	B=80m	B=85m	B=90m
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,50	2,64	2,64	0,05	0,05	0,08	0,06	0,04	0,10	0,10	0,11	0,11	0,12	0,12	0,13	0,13
1,00	10,56	13,21	0,28	0,31	0,49	0,35	0,22	0,59	0,62	0,65	0,68	0,71	0,73	0,76	0,78
1,50	23,77	34,33	0,90	0,98	1,54	1,12	0,73	1,85	1,95	2,03	2,13	2,21	2,28	2,36	2,44
2,00	42,26	66,03	2,10	2,28	3,54	2,61	1,83	4,25	4,46	4,66	4,87	5,05	5,23	5,41	5,59
2,50	66,03	108,29	4,11	4,47	6,78	5,17	3,93	8,15	8,57	8,96	9,35	9,70	10,05	10,39	10,76
3,00	95,08	161,11	7,21	7,87	11,59	9,19	7,66	13,95	14,69	15,39	16,02	16,64	17,26	17,87	18,51
3,50	129,41	224,50	11,76	12,89	18,28	15,24	13,87	22,10	23,32	24,47	25,43	26,46	27,48	28,49	29,53
4,00	169,03	298,45	18,21	20,03	27,23	23,97	23,53	33,09	35,01	36,84	38,18	39,82	41,43	43,01	44,63
4,50	213,93	382,96	27,07	29,89	38,84	36,20	37,53	47,51	50,43	53,20	54,99	57,48	59,92	62,30	64,72
5,00	264,11	478,04	38,99	43,17	53,58	52,75	56,52	66,02	70,32	74,38	76,67	80,32	83,88	87,33	90,80
5,32	299,00	563,11	53,95	59,81	71,14	73,46	79,70	88,25	94,29	99,95	102,71	107,79	112,70	117,44	122,13
5,82	271,77	570,77	69,43	76,87	88,41	94,25	102,15	109,89	117,50	124,58	127,63	133,92	139,93	145,66	151,26
6,32	246,24	518,01	82,90	91,46	102,68	111,32	119,88	127,08	135,64	143,47	146,54	153,39	159,82	165,86	171,65
6,82	222,37	468,62	94,12	103,34	114,01	124,49	133,08	139,88	148,76	156,73	159,63	166,45	172,72	178,50	183,93
7,32	200,09	422,46	103,05	112,55	122,56	133,97	142,22	148,60	157,26	164,87	167,50	173,83	179,53	184,66	189,38
7,82	179,35	379,44	109,80	119,25	128,55	140,13	147,83	153,70	161,74	168,63	170,93	176,48	181,35	185,62	189,45
8,32	160,10	339,45	114,53	123,68	132,26	143,42	150,42	155,71	162,85	168,80	170,75	175,35	179,27	182,61	185,51
8,82	142,27	302,37	117,45	126,11	133,97	144,29	150,51	155,14	161,23	166,13	167,73	171,34	174,30	176,72	178,72

9,32	125,82	268,10	118,78	126,81	133,98	143,15	148,56	152,51	157,48	161,31	162,57	165,21	167,26	168,83	170,02
9,82	110,69	236,52	118,74	126,06	132,56	140,38	144,98	148,27	152,12	154,91	155,87	157,61	158,83	159,64	160,14
10,32	96,83	207,52	117,54	124,09	129,96	136,32	140,13	142,81	145,59	147,43	148,12	149,05	149,54	149,71	149,63
10,82	84,17	181,00	115,38	121,13	126,42	131,28	134,33	136,48	138,27	139,25	139,69	139,92	139,80	139,43	138,88
11,32	72,67	156,84	112,45	117,40	122,15	125,52	127,84	129,55	130,46	130,68	130,91	130,53	129,91	129,10	128,17
11,82	62,27	134,93	108,92	113,07	117,33	119,25	120,89	122,27	122,39	121,96	122,00	121,13	120,09	118,94	117,72
12,32	52,90	115,17	104,91	108,31	112,11	112,67	113,67	114,81	114,25	113,28	113,16	111,88	110,51	109,09	107,65
12,82	44,53	97,44	100,58	103,24	106,64	105,94	106,34	107,32	106,19	104,78	104,51	102,91	101,29	99,67	98,07
13,32	37,09	81,63	96,02	98,00	101,03	99,19	99,03	99,93	98,32	96,55	96,15	94,31	92,50	90,74	89,02
13,82	30,53	67,63	91,34	92,69	95,37	92,54	91,84	92,73	90,73	88,67	88,17	86,14	84,19	82,34	80,55
14,32	24,80	55,33	86,61	87,39	89,75	86,05	84,87	85,77	83,46	81,19	80,59	78,44	76,40	74,49	72,66
14,82	19,83	44,62	81,91	82,16	84,22	79,81	78,17	79,12	76,57	74,14	73,47	71,23	69,14	67,19	65,36
15,32	15,57	35,40	77,29	77,07	78,83	73,85	71,80	72,80	70,08	67,53	66,80	64,51	62,40	60,46	58,63
15,82	11,97	27,54	72,79	72,17	73,63	68,22	65,80	66,85	63,99	61,39	60,59	58,30	56,19	54,27	52,47
16,32	8,97	20,95	68,46	67,47	68,65	62,93	60,19	61,26	58,33	55,69	54,86	52,57	50,49	48,60	46,84
16,82	6,52	15,50	64,31	63,01	63,91	57,99	54,98	56,05	53,08	50,44	49,57	47,32	45,28	43,44	41,73
17,32	4,57	11,09	60,36	58,80	59,42	53,41	50,18	51,22	48,25	45,63	44,73	42,52	40,55	38,76	37,11
17,82	3,05	7,61	56,63	54,84	55,19	49,18	45,77	46,76	43,81	41,23	40,31	38,17	36,26	34,54	32,95
18,32	1,91	4,95	53,13	51,15	51,23	45,29	41,76	42,66	39,75	37,23	36,30	34,23	32,39	30,74	29,22
18,82	1,09	3,00	49,85	47,72	47,54	41,73	38,12	38,91	36,05	33,61	32,67	30,68	28,91	27,34	25,89
19,32	0,55	1,65	46,78	44,54	44,10	38,48	34,83	35,48	32,70	30,34	29,40	27,49	25,81	24,31	22,94
19,82	0,23	0,78	43,94	41,60	40,92	35,53	31,87	32,36	29,67	27,39	26,46	24,64	23,04	21,62	20,32
20,32	0,07	0,29	41,30	38,90	37,98	32,85	29,22	29,54	26,94	24,75	23,83	22,10	20,58	19,24	18,02
20,82	0,01	0,07	38,85	36,41	35,26	30,41	26,84	26,98	24,48	22,39	21,49	19,84	18,41	17,14	15,99
21,28	0,00	0,01	36,59	34,11	32,76	28,21	24,70	24,66	22,26	20,27	19,39	17,83	16,48	15,29	14,21
21,28	0,00	0,00	34,49	32,00	30,45	26,20	22,79	22,57	20,27	18,38	17,51	16,05	14,77	13,66	12,64

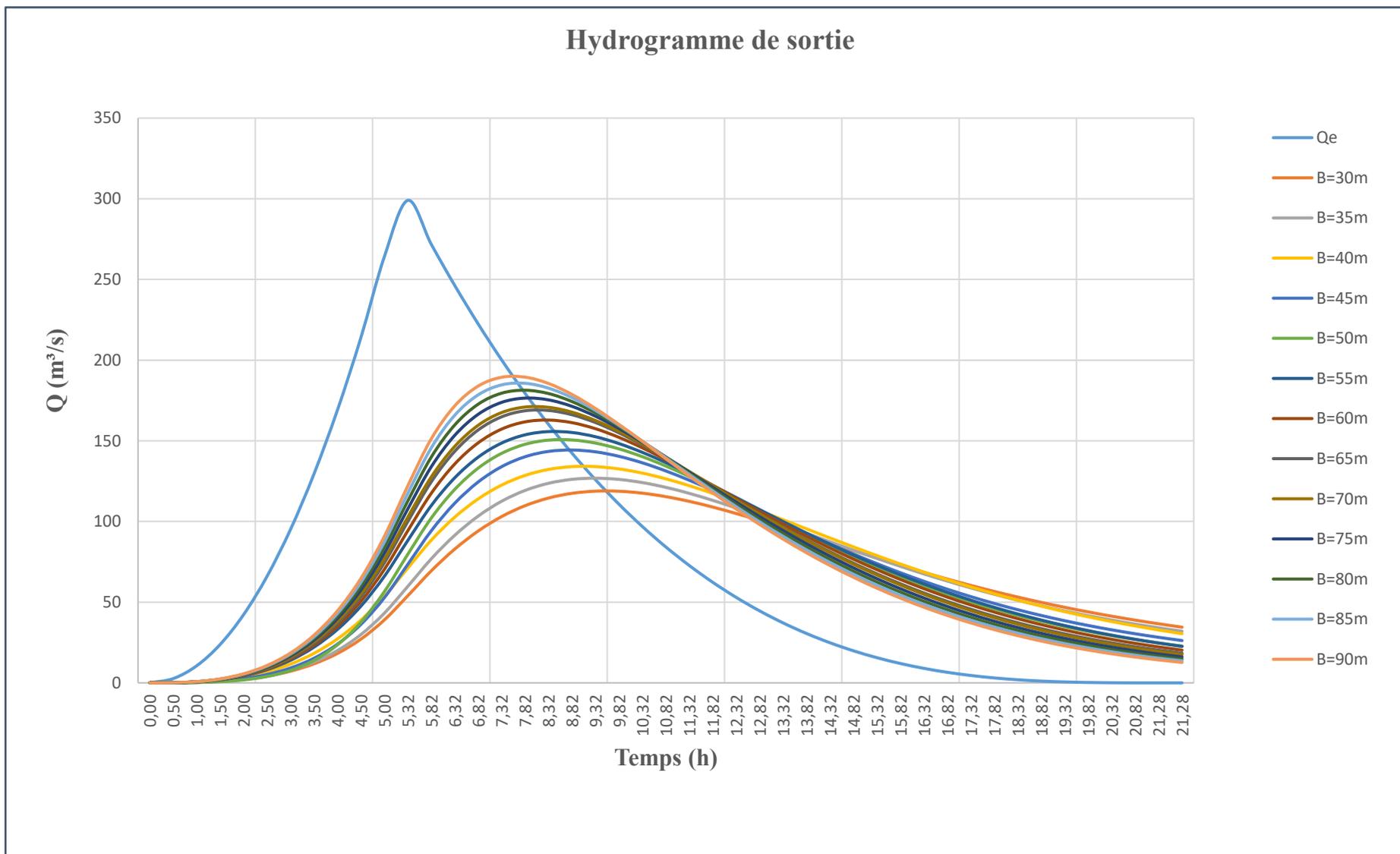


Figure II. 29: Hydrogrammes de sorties

Les caractéristiques de chaque largeur du déversoir proposé comme le débit évacuer, le volume forcé et la lame déversée sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II. 48 : Tableau récapitulatif des résultats de la méthode de Muskingum.

B (m)	H (m)	NPHE (mNGA)	qlaminé (m ³ /s)	Vforcé (Mm ³)
30,00	2,76	118,51	118,78	6,38
35,00	2,49	118,24	126,81	5,75
40,00	2,28	118,03	133,98	5,27
45,00	2,11	117,86	144,29	4,88
50,00	1,97	117,72	150,51	4,56
55,00	1,84	117,59	155,71	4,27
60,00	1,74	117,49	162,85	4,05
65,00	1,65	117,40	168,80	3,85
70,00	1,57	117,32	170,93	3,68
75,00	1,50	117,25	176,48	3,52
80,00	1,44	117,19	181,35	3,39
85,00	1,38	117,13	185,62	3,26
90,00	1,33	117,08	189,45	3,16

II.7. ETUDE D’OPTIMISATION

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

II.7.1 Revanche

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

a. Formule de STEVENSON (Schleiss, A. J., & Pougatsch H, 2011).

$$H = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{F} - 0.26 \cdot \sqrt[4]{F} \dots\dots\dots(\text{II. 88})$$

$$R = 0,75H + \frac{V^2}{2g} + S \dots\dots\dots(\text{II. 89})$$

- H : Hauteur des vagues
- F : Le fetch = 2 km
- S : Marge de sécurité = 0.5m ;
- H= 0.92

b. Formule de Gaillard :

$$V = 1.5 + 2.H = 1.5 + 2 \cdot 0.869 = 3.34 \text{ m/s} \dots\dots\dots (\text{II. 90})$$

Donc :

$$\mathbf{R = 1.76 \text{ m}}$$

c. Formule de MAILLET et PACQUANT (Touaibia, 2001)

$$R = h + \frac{V^2}{2g} + S \dots\dots\dots (\text{II. 91})$$

Avec :

$$h = \frac{1}{2} + \frac{1}{3} \sqrt{F} \dots\dots\dots (\text{II. 92})$$

$$V = \frac{3}{2} + \frac{2}{3} h \dots\dots\dots (\text{II. 93})$$

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

A.N :

$$h = 0,5 + 0,33\sqrt{2} = 0,97 \text{ m}$$

$$V = 1,5 + 0,66.h = 1,5 + 0,66 \cdot 0,97 = 2,14 \text{ m/s}$$

$$R = 0,97 + \frac{2,14^2}{2 \cdot 9,81} + 0,5$$

$$\mathbf{R = 1.70 \text{ m}}$$

d. Formule Simplifiée

$$R = 1 + 0,3\sqrt{F} \dots\dots\dots (\text{II. 94})$$

A.N :

$$R = 1 + 0,3\sqrt{2}$$

$$\mathbf{R = 1.42 \text{ m}}$$

Tableau II. 49 : Résultats de calcul de la revanche.

Formule	MAILLET et PACQUANT	STENVENSON	Simplifiée	Moyenne
Revanche (m)	1.70	1.76	1.42	1.63

Considérant seulement la retenue des vagues qui se forment sous l'action des vents, et qui est prévue-normalement dans les barrages et en fonction du laminage de crue dix millénaire, Dans le cas particulier de la crue dix millénaire presque tout l'espace de la revanche peut être utilisé pour son laminage. Pour le cas étudié de cette crue et pour la variante du barrage On prend la valeur la plus proche de la moyenne. Donc celle obtenue par la formule de MAILLET et PACQUANT.

$$\mathbf{R = 1.70 \text{ m}}$$

II.7.2 Calcul de largeur en crête

La crête facilite la circulation sur le barrage une fois terminé. Elle est nécessaire dans la finition de l'ouvrage avec des équipements de compactage. Le niveau de la crête définit la hauteur maximale que le barrage doit atteindre à terme.

La largeur de la crête dépend de plusieurs facteurs, notamment des risques de tremblement de terre et de la longueur minimum du chemin d'infiltration qui assure un gradient hydraulique suffisamment faible à travers le barrage lorsque le réservoir est plein. La largeur en crête peut être évaluée à l'aide des formules suivantes :

a. Formule T.KNAPPEN

$$b = 1,65H_b^{0.5} \dots\dots\dots (II. 95)$$

b. Formule E.F.PREECE

$$b = 1,1H_b^{0.5} + 1 \dots\dots\dots (II. 96)$$

c. Formule SIMPLIFIEE:

$$b = 3,6.H^{1/3} - 3 \dots\dots\dots (II. 97)$$

d. Formule pratique (USBR)

$$b = 5 / 3 \sqrt{H_b} \dots\dots\dots (II. 98)$$

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

$$H_b = NNR - C_f + h_{dév} + R + t \dots\dots\dots (II. 99)$$

- NNR : cote du niveau NNR (m NGA)
- C_f : Cote du fond = 0.00 m
- $H_{dév}$: charge déversante au-dessus du déversoir
- R : Revanche = 1,60 m

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

Tableau II. 50: Résultats de calcul de la largeur en crête.

B (m)	H (m)	NPHE (m NGA)	q laminé (m ³ /s)	Hb (m)	Largeur en crête (m)				
					KNAP	PREECE	SIMPLIF	PRATIQ	MOY
30	2,76	118,51	118,78	22,71	7,86	6,24	7,19	7,94	7,31
35	2,49	118,24	126,81	22,44	7,82	6,21	7,15	7,90	7,27
40	2,28	118,03	133,98	22,23	7,78	6,19	7,12	7,86	7,24
45	2,11	117,86	144,29	22,06	7,75	6,17	7,10	7,83	7,21
50	1,97	117,72	150,51	21,92	7,73	6,15	7,08	7,80	7,19
55	1,84	117,59	155,71	21,79	7,70	6,13	7,06	7,78	7,17
60	1,74	117,49	162,85	21,69	7,68	6,12	7,04	7,76	7,15
65	1,65	117,40	168,80	21,60	7,67	6,11	7,03	7,75	7,14
70	1,57	117,32	170,93	21,52	7,65	6,10	7,01	7,73	7,13
75	1,50	117,25	176,48	21,45	7,64	6,09	7,00	7,72	7,11
80	1,44	117,19	181,35	21,39	7,63	6,09	6,99	7,71	7,11
85	1,38	117,13	185,62	21,33	7,62	6,08	6,98	7,70	7,10
90	1,33	117,08	189,45	21,28	7,61	6,07	6,98	7,69	7,09

On opte pour une largeur en crête :

$$b_{cr} = 7,5 \text{ m}$$

II.7.3 Calcul des coûts

a. Coût de la digue

A partir du profil longitudinal de l'axe du barrage, on calcule les volumes de la digue correspondants aux différentes largeurs déversantes, en utilisant les formules suivantes :

$$Vb = \sum Vi \dots\dots\dots (II. 100)$$

$$Vi = \frac{Si + Si+1}{2} \cdot L \dots\dots\dots (II. 101)$$

Avec :

- Vi : le volume de barrage à la cote i.
- Li : distance entre deux coupes voisines.
- Si : section transversale correspondante à la coupe i, donnée par la formule :

$$Si = \frac{b + Bi}{2} \cdot Hi \dots\dots\dots (II. 102)$$

- Bi : largeur de base ;

$$Bi = (m_1 + m_2)Hi + b \dots\dots\dots(\text{II. 103})$$

- m_1, m_2 : fruits de talus amont et aval du barrage.
- Talus amont : 2,5 , Talus avale : 3
- H_i : hauteur de la tranche au point i , donnée par :

$$H_i = \text{NNR} - C_f + R + H_d + t \dots\dots\dots(\text{II. 104})$$

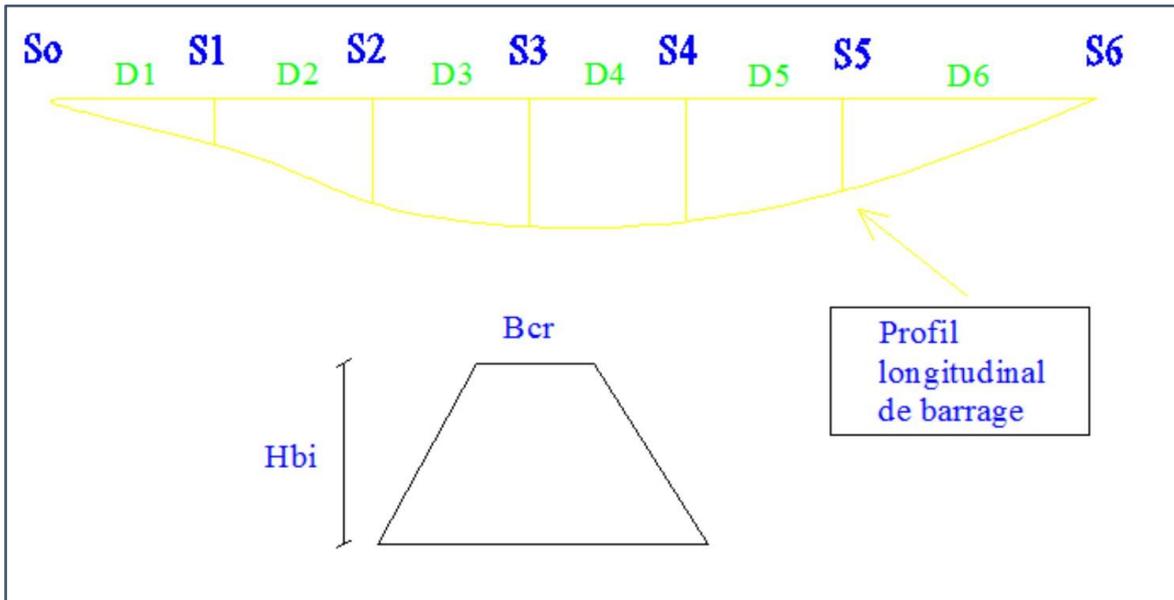


Figure II. 30 : Principe de calcul du volume d’une digue

Le prix du mètre cube de remblai est estimé à 500 DA.

Les volumes et les coûts de la digue pour les différentes largeurs sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II. 51 : Volume totale de la digue pour chaque largeur déversant.

Digues	Coup N°	H _i (m)	B _i (m)	S _i (m ²)	S _m (m ²)	L _i (m)	V _i (m ³)	V _T (m ³)
Digue N°1 <i>b_d</i> =30 <i>h_d</i> =2,76 <i>H_B</i> =22,71	1	0	7,50	0,00	0,00	0,00	0,00	615621,17
	2	15,71	93,89	796,22	398,11	82,32	32772,82	
	3	22,71	132,41	1588,62	1192,42	137,20	163602,54	
	4	19,71	115,91	1216,16	1402,39	192,08	269375,17	
	5	12,71	77,39	539,31	877,73	137,20	120426,80	
	6	0,00	7,50	0,00	269,65	109,19	29443,84	
Digue N°2 <i>b_d</i> =35 <i>h_d</i> =2,49 <i>H_B</i> =22,44	1	0	7,50	0,00	0,00	0,00	0,00	599405,42
	2	15,44	92,42	771,38	385,69	82,32	31750,61	
	3	22,44	130,92	1553,07	1162,23	137,20	159460,16	
	4	19,44	114,42	1185,06	1369,07	192,08	262974,70	
	5	12,44	75,92	518,87	851,97	137,20	116891,81	
	6	0,00	7,50	0,00	259,44	109,19	28328,14	

Digue N°3 b_d=40 h_d=2,28 H_B=22,23	1	0	7,50	0,00	0,00	0,00	0,00	586896,56
	2	15,23	91,27	752,10	376,05	82,32	30956,75	
	3	22,23	129,77	1525,70	1138,90	137,20	156259,32	
	4	19,23	113,27	1161,16	1343,43	192,08	258049,80	
	5	12,23	74,77	503,05	832,10	137,20	114166,36	
	6	0,00	7,50	0,00	251,53	109,19	27464,34	
Digue N°4 b_d=45 h_d=2,11 H_B=22,06	1	0	7,50	0,00	0,00	0,00	0,00	576870,22
	2	15,06	90,33	736,66	368,33	82,32	30321,41	
	3	22,06	128,83	1503,72	1120,19	137,20	153692,53	
	4	19,06	112,33	1141,98	1322,85	192,08	254097,10	
	5	12,06	73,83	490,42	816,20	137,20	111984,43	
	6	0,00	7,50	0,00	245,21	109,19	26774,76	
Digue N°5 b_d=50 h_d=1,97 H_B=21,92	1	0	7,50	0,00	0,00	0,00	0,00	568680,34
	2	14,92	89,56	724,07	362,03	82,32	29803,10	
	3	21,92	128,06	1485,74	1104,90	137,20	151595,07	
	4	18,92	111,56	1126,31	1306,02	192,08	250864,86	
	5	11,92	73,06	480,14	803,22	137,20	110203,91	
	6	0,00	7,50	0,00	240,07	109,19	26213,39	
Digue N°6 b_d=55 h_d=1,84 H_B=21,79	1	0	7,50	0,00	0,00	0,00	0,00	561129,72
	2	14,79	88,85	712,47	356,24	82,32	29325,79	
	3	21,79	127,35	1469,14	1090,80	137,20	149660,68	
	4	18,79	110,85	1111,85	1290,49	192,08	247882,03	
	5	11,79	72,35	470,69	791,27	137,20	108563,82	
	6	0,00	7,50	0,00	235,34	109,19	25697,39	
Digue N°7 b_d=60 h_d=1,74 H_B=21,69	1	0	7,50	0,00	0,00	0,00	0,00	555357,11
	2	14,69	88,30	703,61	351,81	82,32	28961,23	
	3	21,69	126,80	1456,43	1080,02	137,20	148181,37	
	4	18,69	110,30	1100,79	1278,61	192,08	245599,70	
	5	11,69	71,80	463,48	782,14	137,20	107310,89	
	6	0,00	7,50	0,00	231,74	109,19	25303,92	
Digue N°8 b_d=65 h_d=1,65 H_B=21,60	1	0	7,50	0,00	0,00	0,00	0,00	550188,21
	2	14,60	87,80	695,69	347,85	82,32	28635,06	
	3	21,60	126,30	1445,04	1070,37	137,20	146856,44	
	4	18,60	109,80	1090,89	1267,97	192,08	243554,63	

	5	11,60	71,30	457,04	773,97	137,20	106189,71	
	6	0,00	7,50	0,00	228,52	109,19	24952,37	
Digue N°9 b_d=70 h_d=1,57 H_B=21,52	1	0	7,50	0,00	0,00	0,00	0,00	545614,65
	2	14,52	87,36	688,68	344,34	82,32	28346,67	
	3	21,52	125,86	1434,95	1061,82	137,20	145683,85	
	4	18,52	109,36	1082,12	1258,54	192,08	241743,98	
	5	11,52	70,86	451,35	766,74	137,20	105198,23	
	6	0,00	7,50	0,00	225,68	109,19	24641,91	
Digue N°10 b_d=75 h_d=1,50 H_B=21,45	1	0	7,50	0,00	0,00	0,00	0,00	541629,03
	2	14,45	86,98	682,58	341,29	82,32	28095,52	
	3	21,45	125,48	1426,16	1054,37	137,20	144661,80	
	4	18,45	108,98	1074,48	1250,32	192,08	240165,21	
	5	11,45	70,48	446,41	760,44	137,20	104334,65	
	6	0,00	7,50	0,00	223,20	109,19	24371,85	
Digue N°11 b_d=80 h_d=1,44 H_B=21,39	1	0	7,50	0,00	0,00	0,00	0,00	538224,84
	2	14,39	86,65	677,37	338,69	82,32	27881,13	
	3	21,39	125,15	1418,64	1048,01	137,20	143788,70	
	4	18,39	108,65	1067,95	1243,30	192,08	238816,09	
	5	11,39	70,15	442,19	755,07	137,20	103597,38	
	6	0,00	7,50	0,00	221,09	109,19	24141,53	
Digue N°12 b_d=85 h_d=1,38 H_B=21,33	1	0	7,50	0,00	0,00	0,00	0,00	534831,78
	2	14,33	86,32	672,18	336,09	82,32	27667,56	
	3	21,33	124,82	1411,14	1041,66	137,20	142918,32	
	4	18,33	108,32	1061,44	1236,29	192,08	237470,78	
	5	11,33	69,82	437,99	749,72	137,20	102862,82	
	6	0,00	7,50	0,00	218,99	109,19	23912,29	
Digue N°12 b_d=90 h_d=1,33 H_B=21,28	1	0	7,50	0,00	0,00	0,00	0,00	532012,73
	2	14,28	86,04	667,88	333,94	82,32	27490,20	
	3	21,28	124,54	1404,91	1036,39	137,20	142195,08	
	4	18,28	108,04	1056,04	1230,47	192,08	236352,59	
	5	11,28	69,54	434,51	745,27	137,20	102252,77	
	6	0,00	7,50	0,00	217,25	109,19	23722,09	

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

digue	b (m)	hd (m)	Vtotale (m3)	coûts(10⁶ DA)
1	30	2,76	620757,93	310,38
2	35	2,49	604466,68	302,23
3	40	2,28	591898,78	295,95
4	45	2,11	581824,66	290,91
5	50	1,97	573595,42	286,80
6	55	1,84	566008,25	283,00
7	60	1,74	560207,53	280,10
8	65	1,65	555013,33	277,51
9	70	1,57	550417,28	275,21
10	75	1,50	546411,98	273,21
11	80	1,44	542990,92	271,50
12	85	1,38	539580,99	269,79
13	90	1,33	536747,89	268,37

b. Coût approximatif de l'évacuateur de crues :

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

- Coût du déversoir

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

La section transversale du déversoir est obtenue en schématisant le profil du déversoir pour la charge déversante à l'aide de l'équation du profil donnée par L'équation du profil Creager est donnée par l'expression suivante :

$$\frac{Y}{H} = 0,47 \left(\frac{X}{H} \right)^{1,80} \dots\dots\dots (II. 105)$$

Avec :

- H : Charge sur le seuil,
- Y : Ordonnée du profil (m),
- X : Abscisse du profil (m).

Le volume du déversoir sera : $V_d = S * B$

Avec :

- S : Section transversale (m²).
- B : Largeur De déversoir (m).

En fixant le mètre cube de béton à 37 000DA, le coût du déversoir pour les différentes largeurs sont représenté dans le tableau suivant :

Tableau II. 53 : Coût du déversoir.

Profil	b (m)	hd (m)	S (m3)	Vtotale (m ³)	Coûts (10 ⁶ DA)
1	30	2,76	4,95	148,43	5,49
2	35	2,49	5,40	189,00	7,56
3	40	2,28	5,82	232,80	9,31
4	45	2,11	6,22	279,73	11,19
5	50	1,97	6,59	329,49	13,18
6	55	1,84	6,98	384,10	15,36
7	60	1,74	7,32	439,40	17,58
8	65	1,65	7,66	498,00	19,92
9	70	1,57	7,99	559,44	22,38
10	75	1,50	8,31	623,10	24,92
11	80	1,44	8,60	688,11	27,52
12	85	1,38	8,92	758,04	30,32
13	90	1,33	9,20	828,21	33,13

- Canal d'approche

Le canal d'approche est un dispositif qui permet de réduire au minimum les pertes d'énergie et guider calmement la crue vers le seuil déversant, en supposant que sa forme est rectangulaire avec une charge d'eau H, une revanche de 1.7 m et hauteur de pelle de 1.5 m.

La hauteur totale du mur est déterminée par :

$$H_{ca} = H + R + P \dots\dots\dots(\text{II. 106})$$

Le volume du canal d'approche est déterminé par :

$$V = S.L = H_{ca} \cdot e \cdot 2 \times L \dots\dots\dots(\text{II. 107})$$

Avec :

- L : déterminée dans carte topographique de site. L=10 m.
- e : prise 0.5m.

Tableau II. 54 : Coût du canal d'approche.

b (m)	hd (m)	Hca (m)	V (m3)	Coûts (10 ⁶ DA)
30	2,76	5,96	59,6	2,21
35	2,49	5,69	56,9	2,11
40	2,28	5,48	54,8	2,03
45	2,11	5,31	53,1	1,96
50	1,97	5,17	51,7	1,91
55	1,84	5,04	50,4	1,86
60	1,74	4,94	49,4	1,83
65	1,65	4,85	48,5	1,79
70	1,57	4,77	47,7	1,76
75	1,50	4,70	47	1,74
80	1,44	4,64	46,4	1,72
85	1,38	4,58	45,8	1,69
90	1,33	4,53	45,3	1,68

- Le coursier

Le coursier est de section rectangulaire avec une longueur approximative de 200 m (inclut le bassin de dissipation et le canal de fuite, voir vue en plan de l'aménagement). Le volume du béton de coursier est calculé par :

$$V_{\text{béton}} = S_{\text{Béton}} \cdot L_{\text{coursier}} \dots\dots\dots(\text{II. 108})$$

Les épaisseurs du radier et des murs bajoyer sont pris respectivement de 0,8m et 0.5m.

La largeur de coursier est donnée par :

$$b_{\text{coursier}} = (Q_{e,\text{max}})^{0.4} \dots\dots\dots(\text{II. 109})$$

$$b_{\text{ext. Coursier}} = b_{\text{coursier}} + 1$$

$$S_{\text{radier}} = b_{\text{ext. Coursier}} * e \quad \text{avec} \quad e=0,8 \text{ m}$$

$$H_{\text{mur}} = H_{\text{déversante}} + 1,7$$

$$S_{\text{mur}} = H_{\text{mur}} * e * 2 \quad \text{avec} \quad e=0,5$$

$$\text{Volume du coursier} = (S_{\text{radier}} + S_{\text{mur}}) * L$$

$$V_{\text{béton}} = S_{\text{Béton}} \cdot L_{\text{coursier}} \dots\dots\dots(\text{II. 110})$$

Tableau II. 55 : Coût du coursier.

b (m)	hd (m)	Q laminé (m³/s)	b_{coursier} (m)	b_{ext. cour.} (m)	S_{radier} (m²)	H_{murs} (m²)	S_{murs} (m²)	S_{tot} (m²)	V_{béton} (m³)	Coûts (10⁶ DA)
30	2,76	118,78	6,76	7,76	6,21	4,46	4,46	10,67	2133,47	78,94
35	2,49	126,81	6,94	7,94	6,35	4,19	4,19	10,54	2108,16	78,00
40	2,28	133,98	7,09	8,09	6,47	3,98	3,98	10,45	2090,85	77,36
45	2,11	144,29	7,31	8,31	6,64	3,81	3,81	10,45	2090,99	77,37
50	1,97	150,51	7,43	8,43	6,74	3,67	3,67	10,41	2082,91	77,07
55	1,84	155,71	7,53	8,53	6,83	3,54	3,54	10,37	2073,16	76,71
60	1,74	162,85	7,67	8,67	6,93	3,44	3,44	10,37	2074,98	76,77
65	1,65	168,80	7,78	8,78	7,02	3,35	3,35	10,37	2074,70	76,76
70	1,57	170,93	7,82	8,82	7,05	3,27	3,27	10,32	2064,98	76,40
75	1,50	176,48	7,92	8,92	7,14	3,20	3,20	10,34	2067,06	76,48
80	1,44	181,35	8,01	9,01	7,20	3,14	3,14	10,34	2068,93	76,55
85	1,38	185,62	8,08	9,08	7,26	3,08	3,08	10,34	2068,93	76,55
90	1,33	189,45	8,15	9,15	7,32	3,03	3,03	10,35	2069,52	76,57

- Coût du bassin de dissipation

La dissipation se fait par un Bassin d'amortissement d'une longueur $l=35$ m et de largeur b , l'épaisseur de bassin est égale à : $e=0,5$ m

Tableau II. 56: Coût du bassin d'amortissement pour différentes largeurs déversantes.

b (m)	hd (m)	Qlaminé (m3/s)	Largueur du bassin B(m)	S (m ²)	V (m3)	Coûts (10 ⁶ DA)
30	2,76	118,78	6,76	236,57	118,29	4,38
35	2,49	126,81	6,94	242,85	121,42	4,49
40	2,28	133,98	7,09	248,25	124,12	4,59
45	2,11	144,29	7,31	255,72	127,86	4,73
50	1,97	150,51	7,43	260,07	130,04	4,81
55	1,84	155,71	7,53	263,63	131,81	4,88
60	1,74	162,85	7,67	268,40	134,20	4,97
65	1,65	168,80	7,78	272,28	136,14	5,04
70	1,57	170,93	7,82	273,65	136,83	5,06
75	1,50	176,48	7,92	277,17	138,58	5,13
80	1,44	181,35	8,01	280,20	140,10	5,18
85	1,38	185,62	8,08	282,83	141,41	5,23
90	1,33	189,45	8,15	285,15	142,57	5,28

c. Coût total du barrage

Le coût total (Digue + Evacuateur de crues) est donné dans le tableau suivant :

Tableau II. 57: Coût total du barrage.

b (m)	hd (m)	Coût de la digue (10 ⁶ DA)	Coût de l'évacuateur (10 ⁶ DA)	Coûts total (10 ⁶ DA)
30	2,76	91,01	68,18	401,39
35	2,49	92,16	66,62	394,39
40	2,28	93,29	65,60	389,24
45	2,11	95,25	65,09	386,16
50	1,97	96,97	64,72	383,77
55	1,84	98,81	64,46	381,82
60	1,74	101,14	64,55	381,25
65	1,65	103,52	64,72	381,02
70	1,57	105,61	64,87	380,82
75	1,50	108,27	65,27	381,48
80	1,44	110,98	65,75	382,47
85	1,38	113,80	66,27	383,59
90	1,33	116,65	66,86	385,03

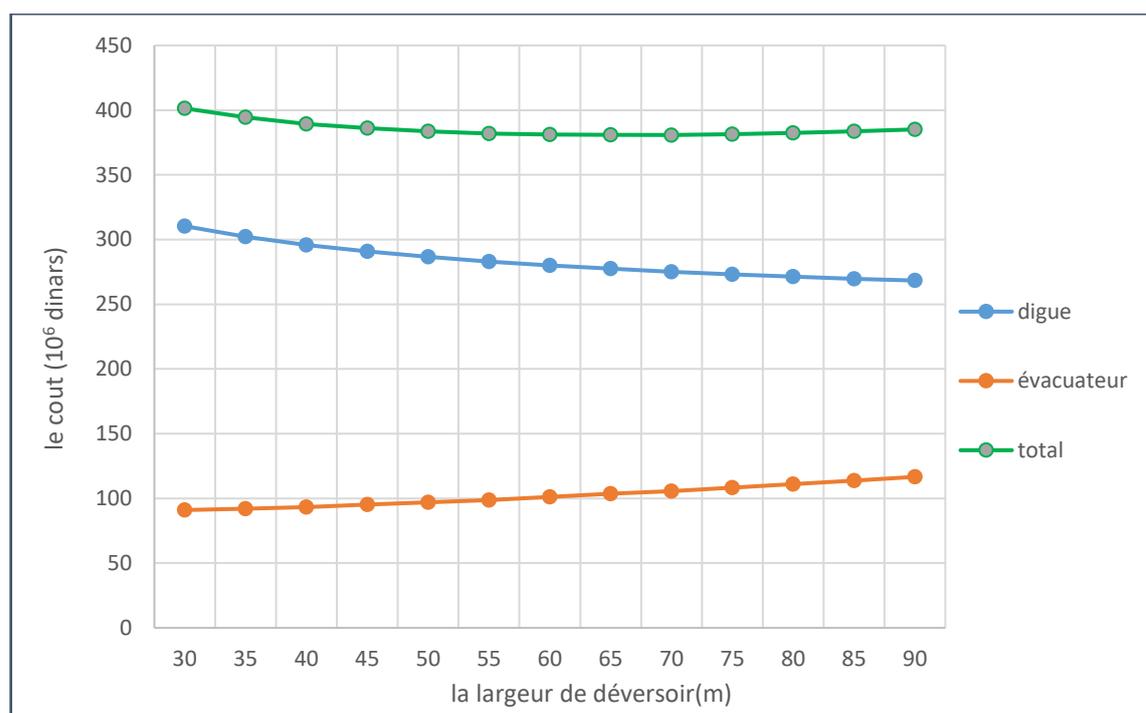


Figure II. 31 : Courbe d'optimisation

D'après la courbe d'optimisation on trouve les paramètres suivants :

$$b = 70 \text{ m.}$$

$$H = 1,5 \text{ m}$$

$$q = 170,93 \text{ m}^3/\text{s.}$$

$$Hb = 21,52 \text{ m}$$

$$\text{Cote en crête} = 119,52 \text{ m}$$

Conclusion

L'étude hydrologique effectuée nous a permis d'avoir toutes les caractéristiques et les paramètres essentiels, qui seront des éléments fondamentaux dans le dimensionnement du barrage.

Tableau II. 58 : Caractéristiques du barrage.

Dénomination	Unités	Valeurs
Volume mort	Mm ³	3,02
Volume utile	Mm ³	7,45
Volume au NNR	Mm ³	12,041
Côte du fond	mNGA	98
Côte NNR	mNGA	115,75
Côte NPHE	mNGA	117,32
Côte en crête	mNGA	119,52
Largeur en crête	m	7,5
Largeur du déversoir	m	70
Charge déversée	m	1,50

CHAPITRE III :
Dérivation provisoire

Introduction

Cet ouvrage a pour but la dérivation des eaux de crues pendant la construction du barrage pour pouvoir réaliser les travaux à sec et protéger le chantier contre toute crue et venue d'eau qui peuvent provoquer des dégâts ou perturber le déroulement des travaux dans les meilleures conditions. Il est accompagné le plus souvent (sauf dans le cas d'un canal) par un batardeau amont jouant le rôle d'un amortisseur de crues et facilitant en même temps l'acheminement des eaux vers la dérivation provisoire et un batardeau aval permettant l'empêchement de retour d'eau vers le chantier.

III.1. CHOIX DU TYPE DE LA DERIVATION

Les ouvrages de dérivations doivent tenir compte des caractéristiques hydrologiques, topographiques, et géologiques du site, le coût et la durée de construction de la galerie, canal ou conduite de déviation et les ouvrages de fermeture (batardeaux) sont d'autant plus importants que le débit de cours d'eau est élevé, les sections des galeries et les niveaux dépendent non seulement du débit maximal à dériver, mais également des conditions du transfert de la rivière.

Un site étroit et encaissé nécessitera des ouvrages de dérivations différents de ceux envisageables pour un site large et plat. Les conditions géologiques doivent être prises en compte lors de l'étude du projet de dérivation. Les études géologiques sont essentielles, spécialement pour les longues galeries de dérivation, afin de bien connaître la nature des terrains traversés et éviter des retards dans la construction.

La disponibilité sur le site des matériaux convenables (enrochements, argiles, grés...etc.) peut orienter le choix du type de l'ouvrage de dérivation.

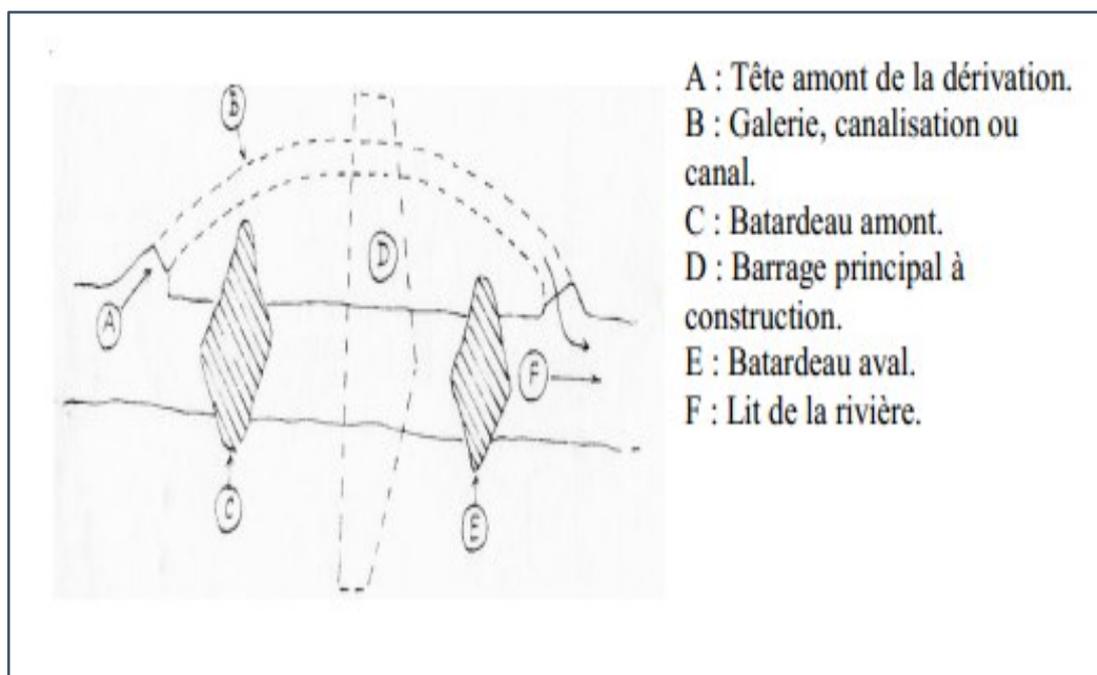


Figure III. 1 : Schéma général des ouvrages de dérivation

On distingue différents types d'ouvrages de dérivation provisoire qu'on cite ci-dessous :

a. Galeries

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

b. Conduites

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

c. Canaux

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

III.2. CHOIX DE LA CRUE DE DIMENSIONNEMENT

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

Le choix de la crue dépend du degré du risque admis en cas de dépassement de celle-ci, il intervient sur les dégâts qui peuvent être provoqués par une crue au cours de réalisation, En Algérie, le plus souvent le dimensionnement se fait par les crues dont la période de retour varie entre (10-50) ans donc, vu tous ces paramètres qui interviennent dans la détermination de cette crue et pour le dimensionnement de la dérivation provisoire de notre ouvrage, nous optons pour la crue de 50 ans (de probabilité 2%).

$$Q_{\max(2\%)} = 173,29 \text{ m}^3/\text{s}$$

Vu les conditions topographiques, géologiques et économiques on a opté pour une galerie de dérivation provisoire circulaire dans la rive droite de l'oued avec batardeau amont et aval

III.3. SUCCESSION DES TRAVAUX

- **1^{ère} étape** : Construction d'un canal et un pré-batardeau pour entamer les travaux dans la galerie ;
- **2^{ème} étape** : Dans cette étape on fait construire un pré-batardeau pour acheminer les eaux vers le canal et un batardeau aval pour empêcher le retour des eaux vers le chantier et entre temps on écarte le pré- batardeau construit dans la 1^{ère} étape;
- **3^{ème} étape** : On commence la construction de la galerie;
- **4^{ème} étape** : Construction du batardeau amont pour acheminer les eaux vers le tunnel et pour amortir les crues;

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

III.4. DIMENSIONNEMENT DE LA DERIVATION PROVISOIRE

III.4.1 Canal de dérivation

La projection d'un canal permettant la dérivation des eaux de l'oued est indispensable pour mener les travaux d'excavation de la galerie de dérivation dans les meilleures conditions, ce canal doit conserver la pente de l'oued pour faciliter sa réalisation et minimiser les charges. Il doit également avoir la capacité d'évacuation de la crue du projet.

Le canal projeté est de forme trapézoïdale avec un fruit des talus $m_1=m_2=2,5$

La surface économique « Se » du profil en travers du canal correspond une vitesse moyenne d'écoulement : $V_a = Q/Se$.

Dans le cas des canaux à écoulement libre tels que ceux de la dérivation provisoire, la vitesse peut atteindre 10 m/s.

Il est nécessaire de vérifier que la vitesse dans le canal est inférieure à la vitesse critique pour laquelle se produit un entraînement des matériaux par charriage.

On prend $V = 8\text{ m/s} < 10\text{ m/s}$ la vitesse admissible.

a. Calcul de débit

$Q_{2\%} = 173,29\text{ m}^3/\text{s}$; d'où : $S = 21,66\text{ m}^2$

Nous prenons ensuite une série de valeurs de largeur (b_i) et des hauteurs (h_i) et nous calculons les débits.

$$Q = S \cdot C \cdot \sqrt{R \cdot I} \dots\dots\dots (III. 1)$$

Où :

- Q : Débit transité, $Q=173,29\text{ m}^3/\text{s}$
- S : Section mouillée du canal (m^2) ; $S = (b + mh) \times h$
- C : Coefficient du CHEZY ; $C = \frac{1}{n} R^{1/6}$
- n : Coefficient de rugosité, $n= 0,022$
- R : Rayon hydraulique ; $R = \frac{S}{P}$
- P : Périmètre mouillé (m) ; $P = b + 2h\sqrt{1 + m^2}$
- I : Pente du canal ; $I = 0,02$
- m : Pente des talus, $m=2,5$
- b : Largeur du canal (m)
- h : Tirant d'eau dans le canal (m)

Tableau III. 1 : Calcul des tirants d'eau en fonction des largeurs.

bi	hi	Pm	Sm	R	C	Q
8	0,00	8,00	0,00	0,00	0,00	0,00
8	0,25	9,35	2,16	0,23	35,60	5,21
8	0,50	10,69	4,63	0,43	39,53	17,00
8	0,75	12,04	7,41	0,62	41,92	34,44
8	1,00	13,39	10,50	0,78	43,65	57,41
8	1,25	14,73	13,91	0,94	45,02	86,02
8	1,50	16,08	17,63	1,10	46,16	120,45
8	1,75	17,42	21,66	1,24	47,13	160,93
8	1,82	17,80	22,83	1,28	47,38	173,29

Donc :

$$b = 8 \text{ m}$$

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

- h_{ca} : hauteur du canal;
- h : Tirant d'eau dans le canal, (m);
- R : Revanche ; $R = 0,75\text{m}$

D'où:

$$h_{ca} = 2,57 \text{ m}$$

b. Calcul de la hauteur critique

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

Avec : $K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g * b^2}} = 3.63\text{m}$

Et : $\sigma_{cr} = \frac{K.m}{b} = 0.91$

$$h_{cr} = 2,57 \text{ m}$$

c. Pente critique

La pente critique est donnée par la formule suivante :

$$I_{cr} = \frac{gh_{cr}}{R_{cr}C^2} \dots \dots \dots (III. 3)$$

Avec

- R_{cr} : rayon hydraulique critique ; $R = \frac{S_{cr}}{P_{cr}} = 1.84$
- S_{cr} : section mouillée critique du canal ; $S_{cr} = (b + mh_{cr}) h_{cr} = 43,01 \text{ m}^2$
- P_{cr} : périmètre mouillé critique ($P_{cr} = b + 2h\sqrt{1 + m^2} = 23,3 \text{ m}$)

$$I_{cr} = 0.006$$

Remarque

On trouve que $h_n < h_{cr}$, donc nous avons un régime torrentiel.

III.4.2 Galerie de dérivation

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

a. Courbe de tarage

Le débit est déterminé par la formule suivante :

$$Q = \frac{1}{n} SR^{2/3}I^{1/2} \dots\dots\dots(III. 4)$$

Avec :

- n : le coefficient de rugosité de Manning ; n = 0,045
- S : la surface de la section en travers du lit naturel (m²) ; S = b × h
- R : le rayon hydraulique (m)
- I : la pente de lit de l’oued ; I = 0,02

Tableau III. 2 : Niveau de l’eau en fonction du débit dans le lit de l’oued sur le site du barrage.

H (m)	0	0,5	1	1,5	2	2,5
Q (m³/s)	0,00	29,05	90,31	173,91	275,36	391,77

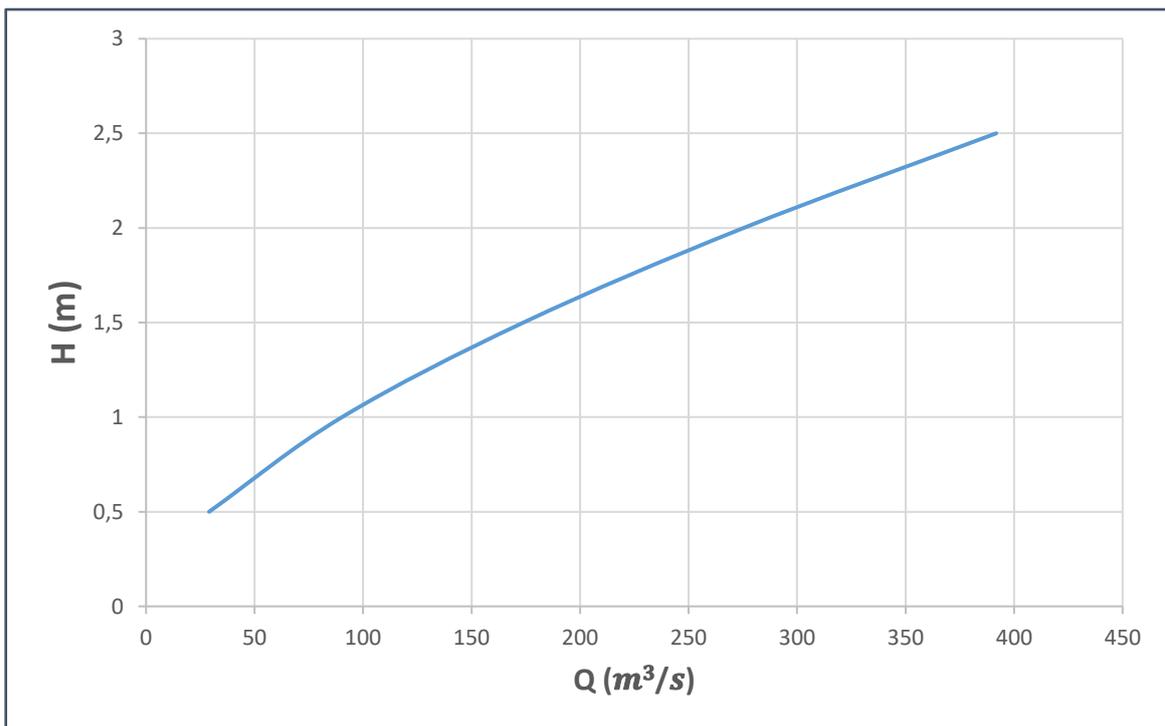


Figure III. 2: Courbe de tarage

b. Laminage de crues de chantier :

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

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

$$Q = S.C.\sqrt{R.I} \dots\dots\dots(III. 5)$$

- Q: Débit évacué
- S : Section mouillée (m²) ; $S = \frac{r^2}{2} (\theta_{rad} - \sin \theta^0)$
- C : Coefficient du CHEZY ; $C = \frac{1}{n} R^{\frac{1}{6}}$
- n : rugosité du béton n= 0,014.
- R: Rayon hydraulique (m) ; $R = \frac{S}{P}$
- Périmètre mouillé (m) ; $P = r\theta_{rad}$
- I : Pente de la galerie, I = 0,0115
- La hauteur d'eau dans la galerie ; $h = \left(r - 1 - \cos \frac{\theta^0}{2} \right)$ Et : $\theta^0 = 2. \text{Arc cos}(1 - \frac{h}{r})$

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

$$Q = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2gZ} \dots\dots\dots(III. 6)$$

Où:

- Q: Débit évacué;
- S : Section de la galerie;

$$Z = H + LI - \frac{D}{2} \dots\dots\dots(III. 7)$$

- Z : dénivelée;
- H : hauteur d'eau devant la galerie;
- D : hauteur de la galerie;
- L : longueur de la galerie.

Nous avons :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_i}} \dots\dots\dots(III. 8)$$

- Perte de charge à l'entrée de la galerie (m) ; $\xi_{entrée} = 0,5$
- Perte de charge à la sortie de la galerie (m) $\xi_{sortie} = 1$
- Perte de charge linéaire de la galerie (m) $\xi_{linéaire} = \frac{\lambda L}{D}$
- λ : Coefficient de résistance linéaire ; $\lambda = \frac{125n^2}{D^{1/3}}$
- L : longueur de la galerie ; L=360 m;
- n : le coefficient de rugosité de Manning ; n=0,014

Tableau III. 3 : Coefficient de débit pour différents diamètres.

Dg(m)	$\xi_e + \xi_s$	λ	$\lambda.L/D$	μ
4	1,5	0,015	1,389	0,507
4,5	1,5	0,015	1,187	0,521
5	1,5	0,014	1,032	0,532
5,5	1,5	0,014	0,908	0,542
6	1,5	0,013	0,809	0,550
6,5	1,5	0,013	0,727	0,557
7	1,5	0,013	0,659	0,563

Tableau III. 4 : $Q = f(D)$.

D (m)	μ	S (m ²)	$\mu.S. \sqrt{2g}$	Z (m)	Q (m ³ /s)
4	0,507	12,56	28,211	H+2,14	$28,211\sqrt{Z}$
4,5	0,521	15,90	36,669	H+1,89	$36,669\sqrt{Z}$
5	0,532	19,63	46,257	H+1,64	$46,257\sqrt{Z}$
5,5	0,542	23,75	56,972	H+1,39	$56,972\sqrt{Z}$
6	0,550	28,26	68,814	H+1,14	$68,814\sqrt{Z}$
6,5	0,557	33,17	81,779	H+0,89	$81,779\sqrt{Z}$
7	0,563	38,47	95,866	H+0,64	$95,866\sqrt{Z}$

Le laminage de la crue se fait comme suite :

À partir de l'hydrogramme de crue de fréquence 2% on calcule le volume de la crue correspondante ,et on tire toutes les hauteurs correspondantes a chaque volume de chaque heure jusqu'au temps de montée (t=5,32 heures). De la courbe capacité-hauteur.

Tableau III. 5 : $H_{dev} = f(T)$

Temps(h)	Qc(m ³ /s)	Qmoy(m ³ /s)	v (m ³)	hdév
0	0,00	3,06	72249	0,14
1	6,12			
2	24,49	15,31	361245	0,72
		39,80	939238	1,85
3	55,11	76,54	1806227	3,51
		125,52	2962212	5,66
4	97,96	163,18	3851049	7,26
		173,29		

- D = 4 m ; Z = 7,26 + 2,14 (m)
- D = 4,5 m ; Z = 7,26 + 1,89 (m)
- D = 5 m ; Z = 7,26 + 1,64 (m)
- D = 5,5 m ; Z = 6,21 + 1,39 (m)
- D = 6 m ; Z = 7,26 + 1,14 (m)
- D = 6,5 m ; Z = 7,26 + 0,89 (m)
- D = 7 m ; Z = 7,26 + 0,64 (m)

Les résultats du laminage sont donnés dans le tableau suivant

Tableau III. 6 : Résultats de laminage.

D (m)	4	4,5	5	5,5	6	6,5	7
Z (m)	9,52	9,27	9,02	8,77	8,52	8,27	8,02
Q (m ³ /s)	87,04	111,64	138,92	168,72	200,86	235,18	271,49

III.4.3 Etude d'optimisation

a. Calcul de la revanche du batardeau

- Formule de STEVENSON (Schleiss, A. J., & Pougatsch H, 2011).

$$R = 0,75H + \frac{V^2}{2g} + S \dots\dots\dots(III. 9)$$

$$H = 0,75 + 0,34\sqrt{F} - 0,26\sqrt[4]{F}\dots\dots\dots(III. 10)$$

La vitesse de propagation des vagues est donnée par la formule de Gaillard

$$V = 1.5 + 2H \dots\dots\dots(III. 11)$$

Avec:

- H : hauteur des vagues ; H = 0.92
- V : vitesse de propagation des vagues (m/s); V = 1.5 + 2 × 0,92 = 3.34 m/s
- F: le fetch ; F = 2 km
- S : Marge de sécurité ; S = 0.5m ;

$$R = 1.76 \text{ m}$$

- Formule de MALLET et PACQUANT (Touaibia, 2001)

$$R = h + \frac{V^2}{2g} + S \dots\dots\dots(III. 12)$$

$$h = \frac{1}{2} + \frac{1}{3}\sqrt{F} \dots\dots\dots(III. 13)$$

$$V = \frac{3}{2} + \frac{2}{3}h \dots\dots\dots(III. 14)$$

- V : vitesse de propagation des vagues (m/s); V = 1,5 + 0.66 × 0,97 = 2,14m/s
- h = 0,5 + 0,33√2 = 0,97 m

$$R = 1,70 \text{ m}$$

- Formule Simplifiée

$$R = 1 + 0,3 \sqrt{F} \dots\dots\dots(III. 15)$$

$$R = 1,42 \text{ m}$$

Résultat :

Pour les mesures de sécurité, on prend la valeur **R = 1,8 m** comme revanche.

b. Calcul de largeur en crête du batardeau

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

- Formule T.KNAPPEN

$$b = 1,65H_b^{0.5} \dots\dots\dots(III. 16)$$

- Formule E.F.PREECE

$$b = 1,1H_b^{0.5} + 1 \dots\dots\dots(III. 17)$$

- Formule SIMPLIFIEE

$$b = 3,6.H^{1/3} - 3 \dots\dots\dots(III. 18)$$

- Formule pratique (USBR)

$$b = 5/3.\sqrt[3]{H_b} \dots\dots\dots(III. 19)$$

Tableau III. 7 : Récapitulatif des hauteurs et largeurs en crête du batardeau.

Dg (m)	Hbat (m)	Largeur en crête b en (m)				
		F.Knappen	F.Preece	F.Simplifiée	F.Pratique	Valeur adaptée
4	11,32	5,55	4,70	5,08	5,61	5,24
4,5	11,07	5,49	4,66	5,02	5,55	5,18
5	10,82	5,43	4,62	4,96	5,48	5,12
5,5	10,57	5,36	4,58	4,90	5,42	5,06
6	10,32	5,30	4,53	4,84	5,35	5,01
6,5	10,07	5,24	4,49	4,77	5,29	4,95
7	9,82	5,17	4,45	4,71	5,22	4,89

Commentaire

On remarque que tous les formules pour des mesures de sécurité sont plus proche, donc on prend la valeur de **b = 5 m**.

c. Calcul d'optimisation de la dérivation

Le calcul est effectué par une méthode qui est basée sur la détermination des volumes du batardeau et de la galerie ainsi que sont équivalents en béton, ensuite tracer la courbe d'optimisation pour déterminer le diamètre optimal.

Pour assurer un écoulement à surface libre dans la galerie, les dimensions doivent être telles que la hauteur d'eau pour la crue de projet soit comprise entre 0,7 et 0,8 fois le diamètre de la galerie, mais ils peuvent parfois s'éloigner des dimensions optimales du point de vue hydraulique, afin de permettre l'utilisation de coffrage ou de vannes normalisés.

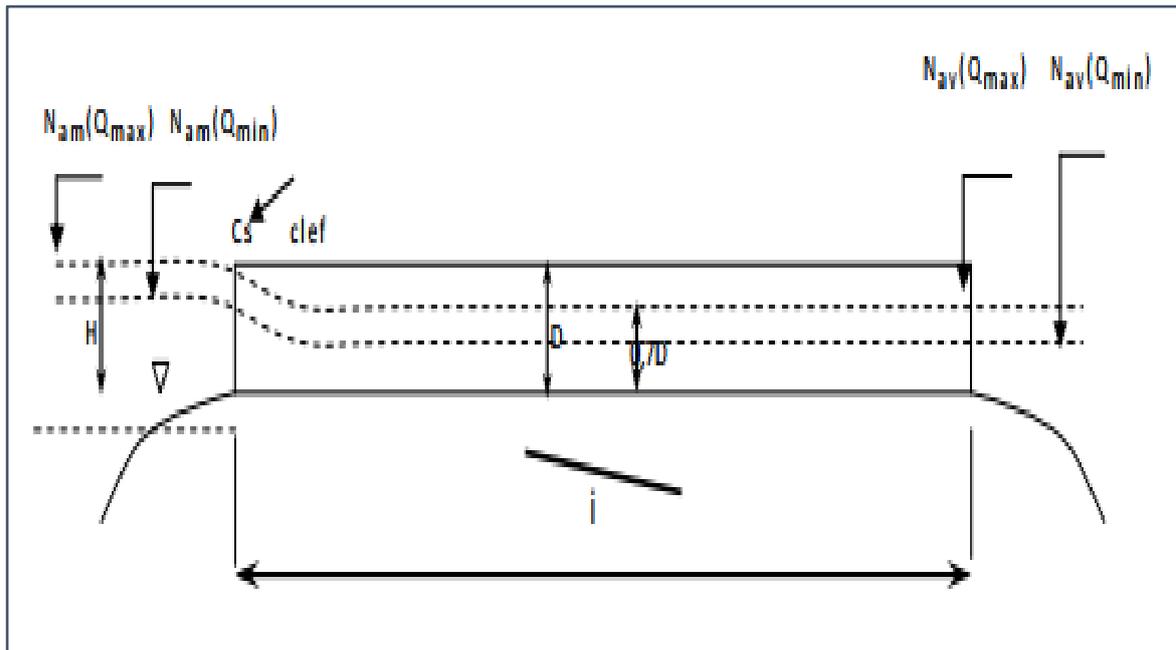
On prend comme hypothèses de calcul :

- L'écoulement est uniforme ;
- Les pertes de charges sont calculées à l'aide de la formule de CHEZY.

Sur un plan topographique, on positionne la digue, les batardeaux, l'axe de la dérivation et les ouvrages d'entrée et de sortie pour avoir la longueur réelle.

La courbe de tarage nous donne les niveaux avals correspondants aux débits maximum et minimum Q_{max} et Q_{min} .

Le schéma suivant nous donne les différents paramètres pour cette méthode.



D	Diamètre
$h_o = 0,7D$	Profondeur de remplissage
H	Charge totale
i	Pente
L	Longueur de la galerie
N _{am}	Niveau amont (pour Q _{max} et Q _{min})
N _{av}	Niveau amont (pour Q _{max} et Q _{min})
clef	Clef de voûte
C _s	Cote du seuil

Figure III. 3 : Schéma de calcul

Tableau III. 8 : Paramètres de calcul d'optimisation.

Paramètres hydrauliques	1	Diamètre	D (m)
	2	Section du tunnel	$A = \pi D^2 / 4$ (m ²)
	3	Profondeur de remplissage	$h_o = 0,7D$ (m)
	4	Section mouillée	$A_1 = 0,74.A$ (m ²)
	5	Rayon hydraulique	$R_h = 0,3D$ (m)
	6	Coefficient de Chézy	$C = 1/n R^{1/6}$
	7	Vitesse moyenne	$V = Q_{max}/A_1$ (m/s)
	8	Pente	$i = V^2/C^2R$
	9	Perte de charge linéaire	$h_l = i.l$ (m)
	10	Perte de charge à l'entrée	$Z_{entr} = V^2/2gj^2$ (m)
	11	Perte de charge totale	$Z_o = Z_{entr} + h_l$ (m)
	12	Niveau amont pour Qmax	$N_{am} = N_{av} + Z_o$ (m NGA)
	13	a cote de niveau d'eau a l'entré de tunnel	$N_I = N_{am} - Z_{entr}$ (m NGA)
	14	Cote du seuil	$C_s = N_I - h_o$ (m NGA)
Calcul des volumes des travaux	15	Hauteur du batardeau	Hbat
	16	Section du batardeau	$F_{bat} = (2b + 2mH_{bat}).H_{bat}/2$
	17	Longueur moyenne du batardeau	L_{moy}^b (m)
	18	Volume du batardeau	$V_{bat} = L * F$ (m ³)
	20	Conversion en volume de béton	$V'_{bat} = 0,1 V_t$
	21	Volume d'excavation du tunnel	$V_{tun} = L. A$
	21	Conversion en volume de béton	$V'_{tun} = 1,5 V_{bet}$
	22	Volume total des travaux	$\Sigma V' = V'_{bat} + V'_{tun}$

Tableau III. 9 : Résultats de calcul d'optimisation.

	N°	Valeurs						
Paramètres hydrauliques	1	4	4,5	5	5,5	6	6,5	7
	2	12,56	15,90	19,63	23,75	28,26	33,17	38,47
	3	2,80	3,15	3,50	3,85	4,20	4,55	4,90
	4	9,29	11,76	14,52	17,57	20,91	24,54	28,46
	5	1,20	1,35	1,50	1,65	1,80	1,95	2,10
	6	73,63	75,09	76,42	77,65	78,78	79,84	80,83
	7	9,37	9,49	9,57	9,60	9,60	9,58	9,54
	8	0,013	0,012	0,010	0,009	0,008	0,007	0,007
	9	4,85	4,26	3,76	3,34	2,97	2,66	2,39
	10	5,52	5,67	5,76	5,80	5,80	5,78	5,72
	11	10,37	9,93	9,52	9,14	8,78	8,44	8,11
	12	108,37	107,93	107,52	107,14	106,78	106,44	106,11
	13	102,85	102,26	101,76	101,34	100,97	100,66	100,39
	14	100,05	99,11	98,26	97,49	96,77	96,11	95,49
Calcul des Volumes des travaux	5	11,32	11,07	10,82	10,57	10,32	10,07	9,82
	16	376,96	361,71	346,78	332,16	317,86	303,86	290,18
	17	420	390	360	358	356	354	352
	18	158321,52	141067,78	124841,16	118914,09	113156,74	107567,24	102143,71
	19	15832,15	14106,78	12484,12	11891,41	11315,67	10756,72	10214,37
	20	4521,60	5722,65	7065,00	8548,65	10173,60	11939,85	13847,40
	21	6782,40	8583,98	10597,50	12822,98	15260,40	17909,78	20771,10
	22	22614,55	22690,75	23081,62	24714,38	26576,07	28666,50	30985,47

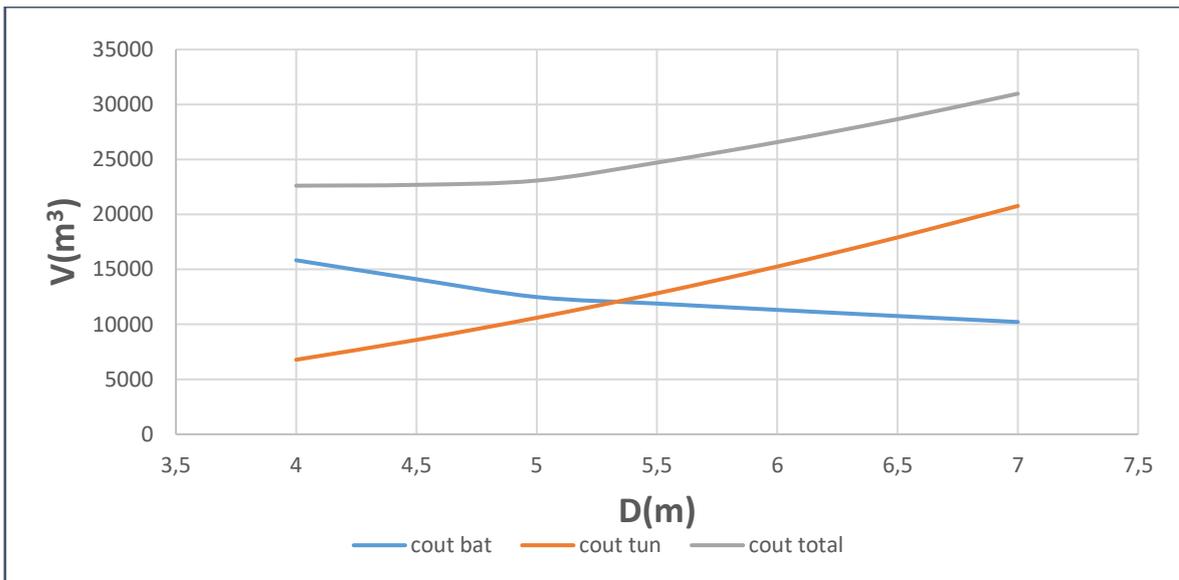


Figure III. 4 : Courbes d'optimisation

III.4.4 Portail d'entrée

La galerie de dérivation est constituée d'un portail d'entrée (déversoir à large seuil), d'un ouvrage intermédiaire et d'un portail de sortie.

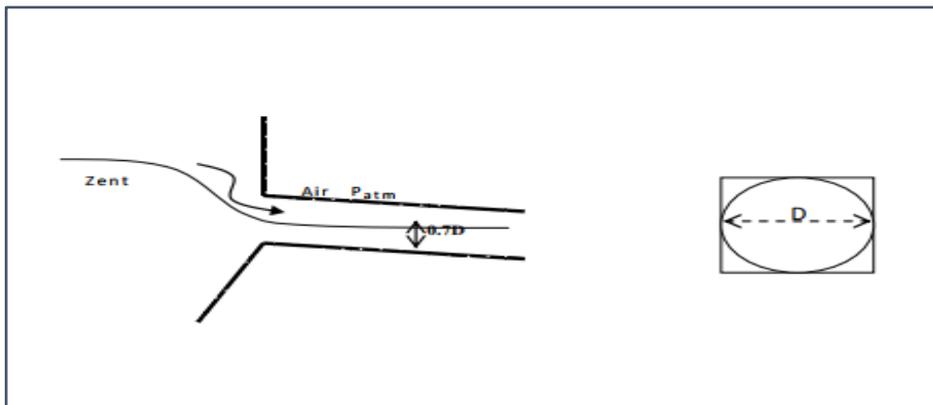


Figure III. 5 : Portail d'entrée (dénoyé)

Pour une perte de charge supérieure à $0,3D$, l'entrée est noyée, au lieu d'un déversoir on aura un orifice noyé.

Dans ce cas la ventilation est rompue, l'écoulement va aspirer l'air qui se trouve dans la galerie, donc il y'aura une dépression ($P < P_{atm}$) qui implique une vibration à l'intérieur.

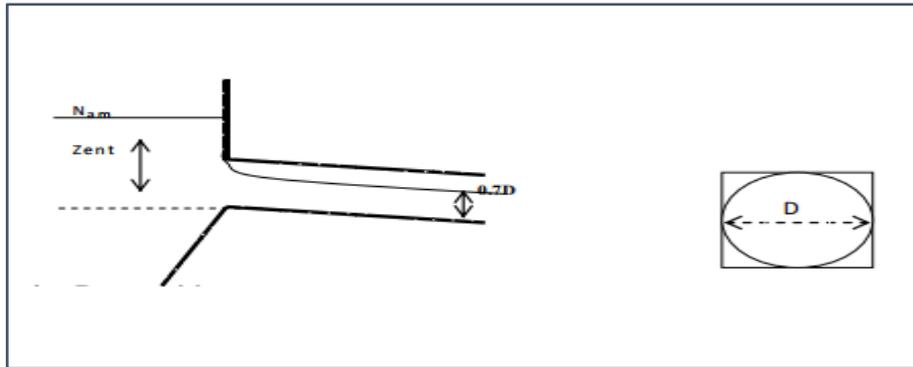


Figure III. 6 : Portail d'entrée (noyé)

a. Pente critique

$$i_{cr} = \frac{Q^2}{C_{cr}^2 S_{cr}^2 R_{cr}} \dots\dots\dots(III. 20)$$

b. Le débit unitaire

$$q = q/l \dots\dots\dots(III. 21)$$

$$q = 27,78 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m.l}$$

c. La hauteur d'eau critique

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \dots\dots\dots(III. 22)$$

$$y_c = 4,29 \text{ m}$$

- S_{cr} : section (rectangulaire) critique $S_{cr} = 21,43 \text{ m}^2$
- P_{cr} : périmètre critique $P_{cr} = 13,57 \text{ m}$
- R_{cr} : rayon hydraulique critique $R_{cr} = 1,58 \text{ m}$
- C_{cr} : coefficient de Chézy. $C_{cr} = 77,08$

On trouve donc une pente critique de:

$$i_{cr} = 0,0045$$

Remarque

On a : $I = 0,008 \geq i_{cr}$;

Donc : $I > 0$; $I > I_c$; $h_n < h_c$; $Fr > 1$

D'après ces conditions notre courbe de remous est de type (S2). Le portail d'entrée est un déversoir à large seuil à une section rectangulaire de largeur D.

La section rectangulaire (S_o) devienne circulaire (S_{cir}).de cette condition on peut déterminer la hauteur C du portail. La section rectangulaire est de largeur D et la section circulaire de diamètre D.

Donc les vitesses sont égales :

$$V_1 = V_2 = Q/S_o = Q/S_{cir}$$

$$S_o = (h_o - c)D = S_{cir} \Rightarrow C = h_o - \frac{S_{cir}}{D}$$

$$C = 0,43 \text{ m}$$

III.4.5 Dissipateur d'énergie

L'énergie obtenue à la fin de la galerie de dérivation et qui est due à la grande vitesse de l'écoulement doit être dissipée en aval afin de protéger les berges et même le corps du barrage contre l'érosion régressive qui peut apparaître.

Le principe de la dissipation d'énergie du flot évacué se fait par un ralentissement brutal de la vitesse de l'écoulement et donc par un changement du régime d'écoulement du torrentiel au fluvial. Pour la dissipation de l'énergie on a opté pour un bassin de dissipation à ressaut, dont la forme et le type dépendent de l'énergie de l'écoulement torrentiel.

Les tests réalisés par (USBR) « The Bureau Of Réclamation » montrent que le ressaut dépend directement du nombre de Froude et on a :

- $1 \leq FR \leq 1.7$: Ressaut ondulé.
- $1.7 \leq FR \leq 2.5$: Ressaut faible de petites apparitions en surface.
- $2.5 \leq FR \leq 4.5$: Ressaut oscillant.
- $4.5 \leq FR \leq 9$: Ressaut stable (Stationnaire).
- $FR \geq 9$: Ressaut fort (Ecoulement très turbulent).

a. Calcul de nombre de Froude

La vitesse de l'eau à la sortie de la galerie est : $V = Q/S$

Où :

- Q : le débit laminé ; Q = 138,92 m³/s

$$F = \frac{V}{\sqrt{gh}} \dots\dots\dots(III. 23)$$

- F : nombre de Froude
- h : hauteur d'eau à la sortie de la galerie ; h = 3,5 m
- S=19,63 m² ; d'où : V =7,08 m/s.

Donc

$$F = 1,21$$

Donc pour $1 < F < 1.7$ Il n'est pas nécessaire d'établir un bassin spécial de tranquillisation.

III.4.6 Canal de restitution

Le canal de restitution (canal de fuite) est la partie revêtue ou protégée du canal de sortie après Le bassin d'amortissement qui est prévue pour la dissipation finale de l'énergie cinétique non considérée dans le bassin conduire l'eau après sa dissipation au cours d'eau naturel.

Le canal de restitution est de section trapézoïdale avec un fruit de talus m = 1,5 et une pente I = 0,15%.

a. La hauteur critique

$$h_{cr} = \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0,105\sigma_{cr}^2\right) K \dots\dots\dots(III. 24)$$

Avec : $K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}} = 3.13$

Et : $\sigma = \frac{K.m}{b} = 0.59$ (m=1,5)

b. Pente critique

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{S_{cr}^2 \cdot C_{cr}^2 \cdot R_{cr}} \dots\dots\dots(III. 25)$$

- $S_{cr} = m \cdot h_{cr}^2 + b \cdot h_c = 31,46 \text{ m}^2$
- $P_{cr} = b + 2 \cdot h_{cr} \cdot \sqrt{1 + m^2} = 17,49 \text{ m}$
- $R_{cr} = S_{cr} / P_{cr} = 1,80 \text{ m}$
- $C_{cr} = \frac{1}{n} \cdot R_{cr}^{1/6} = 78,77$

$$I_{cr} = 0,17\%$$

c. La profondeur normale

Selon la formule de l'écoulement uniforme nous avons : $Q = CS\sqrt{RI}$

Pour la hauteur normale on a :

- $S_n = m \cdot h_n^2 + b \cdot h_n$
- $P_n = b + 2 \cdot h_n \cdot \sqrt{1 + m^2}$
- $R_n = S_n / P_n$
- $C_n = \frac{1}{n} \cdot R_n^{1/6}$

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante qu'on résout avec la méthode itérative, avec l'équation suivante :

$$Q = \frac{1}{n} I^{1/2} (m h_n^2 + b \cdot h_n)^{5/3} (b + 2 h_n \sqrt{1 + m^2})^{-2/3} \dots\dots\dots(III. 26)$$

Tableau III. 10 : Calcul itératif de h_n .

H_n (m)	$(m \cdot h_n^2 + b \cdot h_n)^{5/3}$	$(b + 2 \cdot h_n \cdot \sqrt{1 + m^2})^{-2/3}$	$Q \text{ m}^3/\text{s}$
0,50	11,70	0,22	0,03
1,00	42,61	0,20	0,03
1,50	95,07	0,18	0,03
2,00	172,73	0,16	0,03
2,50	279,66	0,15	0,03
3,00	420,13	0,14	0,03
3,06	438,21	0,14	0,03

$$h_n = 3,06 \text{ m}$$

d. La vitesse de l'écoulement

$$V = Q/S = C\sqrt{RI} \dots\dots\dots(III. 27)$$

$$V = 3,61 \text{ m/s}$$

$V > V_{adm} = (1.8 \text{ à } 2.2) \text{ m/s}$, correspondant aux alluvions qui constituent le canal de fuite. Donc, il faut prévoir un revêtement en enrochement de diamètre supérieur pour réduire la vitesse et son effet sur les parements du canal.

e. Classification du mouvement et du régime d'écoulement

$I_{cr} = 0.17\% > 0.15\%$, donc la condition de l'écoulement fluvial est vérifiée.

III.5. LES TALUS DU BATARDEAU

Elles varient en fonction de la hauteur du batardeau et du type de matériaux et sont fixées par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations. En ce qui concerne le massif, pour déterminer la pente des parements, on se donne en général des pentes qui paraissent optimales, compte tenu de la nature des matériaux et on vérifie par une méthode de stabilité que le batardeau présente une sécurité suffisante avec ces pentes

D'après le tableau qui donne les pentes des talus en fonction de la hauteur et de type de barrage.

Tableau III. 11 : Pentes des talus en fonction de la hauteur et du type de la digue.

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

On trouve donc:

- Parement amont : $m_1 = 1/3$
- Parement aval : $m_2 = 1/2, 5$

C'est ainsi qu'on va augmenter la stabilité du barrage.

a. Protection des talus du batardeau

Les talus du batardeau doivent être protégés contre les dangers naturels: l'érosion provoquée par le ruissellement des eaux de pluies, l'action des vents les effets de dégradation résultant de l'action mécanique des eaux extérieures .

- Talus aval : Pour le talus aval on ne prévoit aucune protection car le batardeau est incorporé dans la digue.
- Talus amont : L'enrochement en vrac est la solution le plus couramment utilisée pour la protection du talus amont exposé au battillage des vagues. C'est également la solution la plus économique et cela quel que soit le type de digue en remblai.

Les dimensions de l'enrochement peuvent être déterminées théoriquement en fonction de la hauteur des vagues et de leurs vitesses de propagation par les méthode suivante:

Les ingénieurs de l'US Army utilisent de préférence le tableau donnant l'épaisseur minimum de la couche d'enrochement ainsi que les dimensions minimales des blocs en fonction de la hauteur des vagues.

Tableau III. 12 : Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues.

Hauteur des vagues (m)	Epaisseur minimal de la couche d'enrochement (m)	Dmin (m)
0 ÷ 0.3	0.30	0.20
0.3 ÷ 0.6	0.40	0.25
0.6 ÷ 1.2	0.45	0.30
1.2 ÷ 1.8	0.55	0.40
1.8 ÷ 2.4	0.70	0.45
2.4 ÷ 3	0.80	0.55

Pour notre cas On a $H=0,92$ m (étude d'optimisation).

Donc $0.6 < H < 1.2$ m;

$$e = 0.45\text{m et : } D_{\min} = 0.3\text{m}$$

Conclusion

D'après la courbe d'optimisation on remarque que le diamètre optimum est égal à **5 m** ce qui correspond à une hauteur du batardeau égal à **10,82 m**.

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

CHAPITRE IV :
Vidange de fond

Introduction

L'une des phases essentielles de la vie d'un barrage est la période de première mise en eau qui exige de la part du maître d'ouvrage une totale maîtrise du niveau du plan d'eau pour assurer la sécurité. Les organes de vidange doivent être suffisamment dimensionnés pour servir d'organes de sécurité permettant de contrôler la première mise en charge du barrage et d'abaisser rapidement le niveau de la retenue si des anomalies apparaissent dans le comportement de l'ouvrage.

Dans ce chapitre, nous allons dimensionner la vidange de fond de notre barrage.

IV.1. BUT DE L'ETUDE

Cette note a pour objet de dimensionner la vidange de fond du barrage de Mahcha. Sachant que l'une des phases essentielles de la vie d'un barrage est la période de première mise en eau qui exige de la part du maître d'ouvrage une totale maîtrise du niveau du plan d'eau pour assurer la sécurité. Les organes de vidange doivent être suffisamment dimensionnés pour servir d'organes de sécurité permettant de contrôler la première mise en charge du barrage et d'abaisser rapidement le niveau de la retenue si des anomalies apparaissent dans le comportement de l'ouvrage.

IV.2. DESTINATION DE LA VIDANGE DE FOND

La vidange de fond constitue un élément indispensable d'un barrage. Elle sert notamment à assurer :

- La montée contrôlée du plan d'eau pendant le premier remplissage du barrage ;
- Le control du plan d'eau en cas d'événement particulier, comme par exemple des instabilités des rives ;
- Un abaissement du plan d'eau en période de danger ;
- L'évacuation de dépôts de sédiments ;
- L'alimentation du cours d'eau avale en cas d'exceptionnels.

Les vidanges de fond des barrages importants constituent des organes de fermeture, et des organes de réglages. Puisque les profondeurs peuvent en de nombreux cas, dépasser quelques centaines de mètres, la vitesse maximale de l'écoulement excède couramment les 40m/s, de telles vitesses risquent de créer des sous pression dynamique importantes. Par conséquent, des phénomènes comme la cavitation, souvent accompagnes par l'érosion de cavitation, ou des vibrations des vannes apparaissent si l'on ne tient pas suffisamment compte des exigences constructives lors de la conception de l'ouvrage.

IV.3. TYPE DE L'OUVRAGE DE VIDANGE

L'ouvrage de vidange peut être de plusieurs types tels que :

a. Vidange en charge

L'ouvrage est généralement combiné avec celui de la prise. La conduite de vidange doit être en acier enrobé de béton armé ou une conduite en armé tôle sous le remblai, son diamètre est fonction du débit à évacuer.

b. Vidange à écoulement libre

Deux types de conduites peuvent être employés pour les réaliser :

- Le tuyau cylindrique de gros diamètre en acier (généralement $\varnothing > 500\text{mm}$)
- La canalisation en béton de type galerie ou ovoïde (1 à 2) m de hauteur.

L'aération de l'écoulement dans ces conduites est nécessaire, on prévoit donc un reniflard à l'aval immédiat de la vanne amont afin d'éviter les phénomènes de battements ou de vibration sous l'effet de passage en écoulements instables à forts débits.

c. Ouvrages de vidange à batardeau

Il peut être judicieux de prévoir la vidange sous forme d'un pertuis dans l'évacuateur de surface (déversoir poids, barrage déversant), comportant un système d'obturation par vanne à glissement ou, plus simplement, par un batardeau. Ce système est rustique il est moins soumis aux aléas d'entretien, tel que blocage de vannes.

IV.4. CHOIX DE TYPE DE VIDANGE

L'ouvrage de vidange à batardeau est rejeté de point de vue type de barrage (en remblai), donc on ne peut retenir que la conduite de vidange.

La conduite avec écoulement à surface libre possède l'inconvénient majeur du coût, (canalisation en béton de type galerie) et les accessoires supplémentaires (Reniflard) nécessitant beaucoup d'entretien.

La conduite en charge est plus économique et peut être placée dans la galerie de dérivation sans aucun risque.)

IV.4.1 Recommandation pour les dispositifs constitués de la conduite de vidange

Pour tous les dispositifs de vidange, il faut d'une part une protection amont afin d'éviter tout problème dû au transport solide (crépine surélevée ou dans un puits, ou bien grille et enrochements) et d'autre part un dissipateur d'énergie à l'aval pour éviter des affouillements.

Dès que $H^2V^{0.5} > 30$, le diamètre adopté doit permettre de diviser par deux le volume d'eau en moins de 8 jours, le calcul étant fait sans tenir compte des apports naturels.

Dans le cas des grands bassins versants, on vérifiera que la conduite ainsi dimensionnée permet, lorsque la retenue est à pleine charge, d'évacuer le double du plus fort débit moyen mensuel. La crue de chantier retenue peut également conduire à augmenter le diamètre. La conduite est soit en PVC (adduction d'eau, pression maximale en service 1 ou 1,6 MPa, diamètre 160 ou 200 mm), soit en acier (protection continue, intérieure et extérieure, contre la corrosion), soit en béton à âme tôle (diamètre ≥ 600 mm); les conduites

en béton armé et en fonte ne sont pas recommandées. Elle doit avoir une pente amont aval au moins $\geq 1\%$ et elle est à mettre en place dans une tranchée exécutée en fondation au point bas de la vallée pour les petits diamètres (≥ 400 mm) ou dans le terrain en place suffisamment rigide (pied d'un versant en général) pour les plus gros diamètres (≥ 600 mm). Il faut éviter des tassements importants et surtout des tassements différentiels (sinon un système de joints spéciaux est à prévoir). On s'attachera donc particulièrement à vérifier l'homogénéité de la fondation de la conduite (absence de points durs localisés)

Un enrobage total en béton dosé à 200 - 250 kg de ciment CPJ par m^3 coulé à pleine fouille est nécessaire afin de protéger la conduite et d'assurer une bonne liaison avec la terre. L'épaisseur de béton préconisée est d'une quinzaine de cm. Il n'est pas utile d'aller au-delà, où l'intérêt d'une tranchée à parois verticales qui minimise le volume de béton. Cet enrobage a deux fonctions :

- Améliorer le contact tuyau-terre surtout dans les zones où le compactage est difficile,
- éviter d'introduire dans le remblai de l'eau sous pression, si pour une raison quelconque la conduite vient à se percer.

Mais dans le cas d'une conduite en béton à âme tôle, le deuxième risque est exclu. Enfin, une autre précaution consiste à placer du matériau granulaire drainant ou filtrant de part et d'autre de la conduite sur son tiers aval de manière à bloquer un éventuel renard.

IV.4.2 Recommandations modulées (dispositif minimum)

Elles concernent le type de conduite, son diamètre, le nombre et la position des vannes. Les dispositions minimales préconisées sont regroupées dans le tableau (VI. 1).

Le dispositif adopté le plus généralement pour les grands barrages consiste à mettre en place à l'amont deux vannes. Cela évite à la conduite ou à la galerie d'être en charge, ce qui facilite son contrôle et réduit les risques de désordres dans le cas où son étanchéité ne serait pas parfaite. Une vanne joue le rôle de batardeau et reste donc en général ouverte.

Pour les barrages d'importance modérée ($100 < H^2 V^{0.5} < 700$) il est acceptable d'avoir la conduite en charge à condition qu'elle soit enrobée de béton. Dans ce cas, on place une simple vanne de garde à l'amont et la vanne de réglage est placée à l'aval où elle est facilement accessible et manœuvrable.

Pour les barrages de faible importance ($H^2 V^{0.5} < 1500$) il est admissible de ne placer qu'une seule vanne à l'aval. En cas d'incident sur cette vanne, il est malgré tout possible d'intervenir en faisant installer par plongeur un obturateur gonflable à l'amont, ou une toile qui obture la crépine.

Tableau IV. 1 : Type de vidange de fond en fonction de $H^2 V^{0.5}$.

$H^2V^{0.5}$	Type de conduite	Diamètre (mm)	Nombre de position des vannes
≤ 30	PVC ou Acier	60 – 200	Une vanne en aval
		300 en Acier	
30 à 100	Acier	300 - 400	
100 à 300	Acier ou béton en âme tôle	400 – 600	Une vanne de garde amont et une vanne aval
100 à 300		600 – 800	
700 à 1500		800 - 1200	
≥ 1500	Galerie en béton armé (tuyau posé dans la galerie de visite)		Vanne de garde et vanne de réglage en aval.

- H : Hauteur du barrage en (m) ; H = 21,52 m
 - V : Volume d'eau stocké en (Mm³) ; V = 7,45 Mm³
- On a donc : $H^2 V^{0.5} = 1264 > 700 \implies$ **Galerie en béton**

IV.5. CALCUL DE LA VIDANGE DE FOND

Dans ce cas vidange de fond est une conduite en charge, est mise dans la galerie de dérivation provisoire pour minimiser les coûts de déblai pour l'installation de cette dernière

Pour la conduite de vidange on prévoit une surélévation par rapport à la galerie de dérivation pour éviter tous risques d'envasement pouvant à la suite bloquer la vanne.

IV.5.1 Calcul hydraulique de la conduite de vidange

Pendant la période d'évacuation par la vidange, le volume d'eau évacué est composé du volume utile de la retenu est du volume entrant à la retenue durant cette période.

Le débit évacué par la vidange de fond sera :

$$Q_{vf} = \frac{V_u}{T} + Q_r \dots\dots\dots (VI. 1)$$

- V_u : volume utile (m³) ; $V_u = 7,45 \text{ Mm}^3$
- T : temps de vidange jours ; T = 10 jours
- Q_r : Débit entrant dans la retenue pendant la vidange (Pris égal à débit moyen annuel) ;

On a donc :

$$Q_{vf} = 9,4 \text{ m}^3/\text{s}$$

IV.5.2 Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et son diamètre

On a:

$$S = \frac{Q}{v} = \frac{Q_{vf}}{\mu \sqrt{2gh}} \dots\dots\dots (VI. 2)$$

D'où:

- Q_{vf} : Débit de la vidange de fond (m³/s)
- H : charge disponible entre le NNR et l'aval en (m) ; H = 17,75m
- μ : Coefficient de débit : $\mu \in [0,8 - 0,85]$.

Donc :

$$S = 0,63 \text{ m}^2$$

Le diamètre de la conduite sera :

$$D_{vf} = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} \dots\dots\dots(VI. 3)$$

$$D_{vf} = 0,9 \text{ m}$$

On prend :

$$D_{vf} = 1000 \text{ mm}$$

IV.5.3 Correction du coefficient de débit μ

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1+\sum \xi_i}} \dots\dots\dots(VI. 4)$$

➤ $1 + \sum \xi_i$: Somme des coefficients de pertes de charges linéaires et singulière.

a. Coefficients des pertes de charge linéaires

$$\sum \xi_l = 1,15 \cdot \frac{\lambda \cdot L}{D} \dots\dots\dots(VI. 5)$$

Avec :

$$\lambda = \frac{125 n^2}{D^{1/3}} \dots\dots\dots(VI. 6)$$

- n : coefficient de rugosité de béton ; $n = 0.014$
- D : diamètre de la conduite ; $D = 900 \text{ mm}$
- L : longueur de la conduite de vidange (m) ; $L = 360 \text{ m}$

On trouve: $\lambda = 0,026$ et : $\sum \xi_l = 13,658$

b. Coefficients de pertes de charge singulière :

$$\sum \xi_s = \xi_{sor} + 2 \times \xi_{va} + \xi_{ent} \dots\dots\dots(VI. 7)$$

La somme des pertes de charge singulière so

nt égales à : $\sum \xi_s = 1.85 \text{ m}$, tel que :

- ξ_{va} : coefficients de pertes de charge de la vanne ; $\xi_{va} = 0.25$
- ξ_{sor} : coefficients de pertes de charge à la sortie de la conduite ; $\xi_{sor} = 1$
- ξ_{ent} : coefficients de pertes de charge à l'entrée de la conduite ; $\xi_{ent} = 0.1$
- ξ_g : coefficients de pertes de charge de la grille ; $\xi_g = 0.25$

On trouve donc :

$$\mu = 0.250$$

La nouvelle section et le nouveau diamètre sont donc :

$$S = 0,78 \text{ m}^2 \text{ et : } D_{vf} = 1 \text{ m}$$

On prend un diamètre normalisé

$$D_{vf} = 1000\text{mm}$$

L'ouvrage de vidange sera édifié en tête de la galerie de la dérivation. La conduite étant en béton de diamètre 1000 mm. Le débit évacué aura une vitesse de sortie des vannes ::

$$V_s = \frac{Q_{vf}}{S_{con}} \dots\dots\dots (VI. 8)$$

Donc :

$$V_s = 12,13 \text{ m/s}$$

IV.5.4 Temps réel de la vidange du barrage

Le temps réel de la vidange du barrage entre le NNR et le NVM est déterminé par l'expression suivante.

$$T = V/Q \dots\dots\dots(VI. 9)$$

- T : temps de vidange (jours)
- V : volume d'eau dans la cuvette à évacuer (m³)
- Q : débits (m³/s)

Dans cette forme simplifiée de calcul, on ne tient pas compte de l'apport naturel de l'oued par rapport à la période d'évacuation. Les débits qu'évacuent la prise d'eau et la vidange de fond sont calculés par la formule suivante :

$$Q = \mu . W . (2 g Z)^{1/2} \dots\dots\dots(VI. 10)$$

- μ : coefficient de débit du système qui est déterminé par la relation
- Z : pertes de charge totales, égales à la différence des niveaux d'eaux en amont et en aval, (m).
- W : surface de la section transversale de la conduite, (m²); $W = \pi d^2 / 4$
- d : diamètre de la conduite, (m).

En faisant $K = \mu . W . (2 g)^{1/2}$, la formule (VI.10) est exprimée

$$Q = K (Z)^{1/2} \dots\dots\dots(VI. 11)$$

Tout le calcul est effectué à l'aide d'un tableau type (VI. 2) ; en plus, il est nécessaire d'avoir la courbe caractéristique de la cuvette (courbe surface - capacité - hauteur).

Tableau IV. 2 : Calcul du temps de vidange.

N°	Côte du niveau d'eau (mNGA)	Côte moyenne (mNGA)	Z=3-i (m)	(Z) ^{1/2} (m)	Q = K(Z) ^{1/2} (m ³ /s)	V=vi-vi-1 (Mm ³)	T= V/Q *10 ⁶ (s)
a	115,75	115,375	17,375	4,168	8,348	1,025	0,12277555
b	115	114,5	16,5	4,062	8,135	1,372	0,16860697
c	114	113,5	15,5	3,937	7,885	1,225	0,15536889
d	113	112,5	14,5	3,808	7,627	1,079	0,14141468
e	112	111,5	13,5	3,674	7,359	0,932	0,12663705
f	111	110,5	12,5	3,536	7,081	0,785	0,11090189
g	110	109,5	11,5	3,391	6,792	0,639	0,09403864
h	109						
Temps de vidange total							0,91974367

Après les calculs on a :

$$0,91974367 \cdot 10^6 / (3600 \times 24) = 10,65 \text{ jours}$$

$$T_v = 10,65 \text{ jours}$$

Le débit de vidange sera égal à :

$$Q_{vf} = 8,4 \text{ m}^3/\text{s}$$

IV.5.5 Calcul de la vitesse d'abaissement dans la retenue

La vitesse d'abaissement est donnée par la formule suivante :

$$V = \frac{H}{T_v} \dots\dots\dots(VI. 12)$$

Ou :

- H : est la hauteur d'eau entre NNR et NVM.
- T_v : le temps de vidange

$$V = 0,63 \text{ m/j}$$

Tableau IV. 3 : résultats de l'étude des variantes

	T = 10 jours	T = 15 jours	T = 7 jours
Q_{vf}	9,4 m ³ /s	6,6 m ³ /s	13,1 m ³ /s
D_{vf}	1 m	0,83 m	1,17 m
μ	0,250	0,244	0,256
V_s	12,13 m/s	12,13 m/s	12,13 m/s
T_v	10,65 j	14,19 j	8,52 j
V	0,63 m/j	0,48 m/j	0,79 m/j

Conclusion

La conduite de vidange à un diamètre de **1000 mm** sera équipée par des vannes (vannes de réglage et de garde) pour pouvoir régler le débit et assurée le bon fonctionnement du dispositif de vidange.

Le portique d'entrée de la vidange de fond sera équipé d'une grille pour la vanne de service. A une distance d'environ 145 m de l'entrée, sera aménagée la chambre des vannes de la vidange de fond. Dans la chambre des vannes seront mises en place deux vannes de la vidange de fond, ainsi que la vanne de la vidange utilisée pour les lâchures agricoles. Les vannes seront commandées par un moteur électrique. L'accès à la chambre des vannes se fera par une passerelle à partir de la crête du barrage.

CHAPITRE V :

Prise d'eau

Introduction

Les ouvrages de prise dans des barrages, devraient être conçus de manière à provoquer le minimum de perturbations dans la conduite d'amener, généralement on peut distinguer les prises d'eau à grande profondeur, des prises d'eau à faible profondeur. Les prises sur des cours à lit mobil sont exclus.

Les prises à grande profondeur sont typiquement disposées dans des barrages de hauteur considérable qui servent par exemple de bassin d'accumulation pour la production d'énergie hydro-électrique, les exigences hydrauliques pour une telle prise sont les suivantes :

- Ecoulement sans apparition de cavitation ;
- Perte de charge minimale ;
- Absence de formation de zones de séparation qui pourraient conduire à des vibrations.

Par conséquent, il s'agit donc de trouver la géométrie adéquate pour l'entrée.

Les prises à faible profondeur devraient être le plus proches possible de la surface libre pour que la construction soit économique, cependant la submersion minimale est dictée par la condition que la formation de vortex soit limitée le plus possible.

Un ouvrage de prise permet à l'eau d'entrer dans le système d'amenée. Celui-ci est constitué d'une entrée suivie d'une conduite d'amenée. Vu que l'approche théorique se prête bien aux prises à axe vertical, celles-ci recevront une attention particulière, les prises à axe incliné, comme souvent rencontrées dans la pratique. Les exigences hydrauliques requises pour une prise d'eau sont les suivantes :

- Ecoulement sans formation de vortex,
- Pas d'entraînement d'air dans le cas où un vortex ne peut être évité,
- Formation de mouvement rotationnel limitée.

V.1. TYPES DES PRISES D'EAU

V.1.1 Ouvrage de prise à but agricole

La prise d'eau à but agricole, qui comprend essentiellement un dispositif de prise à l'amont, une conduite enterrée ou posée sur la digue et un ouvrage de raccordement au réseau d'irrigation à l'aval, doit être implantée en raison de la cote des terres irrigables et dimensionnée en fonction des caractéristiques de l'aménagement aval. Elle doit donc caler de manière à ce que l'on dispose d'une charge suffisante, qui permette de conduire l'eau jusqu'à l'extrémité du périmètre en fonctionnement normale.

Les deux types principaux d'ouvrage de prise sont :

a. Le siphon

C'est une option intéressante qui présente des avantages non négligeables. C'est tout d'abord une solution nécessitant un investissement inférieur au coût d'une conduite enterrée de même capacité. On peut en particulier équiper des barrages anciens dépourvus initialement d'ouvrage de prise. Point n'est besoin alors d'entailler le remblai. Le siphon est

composé d'une conduite qui suit le profile supérieur du barrage, d'un clapet et d'un jeu de vannes qui commande son fonctionnement.

L'installation d'un siphon ne présent guère de difficulté et il n'induit pas, contrairement à la conduite enterrée, de risque d'infiltration privilégiées. En outre si le périmètre irrigué vient à être étendu, on peut suivre la progression des besoins en eau correspondante par simple ajout de siphons.

En fin, le siphon c'est un système simple, souple d'utilisation, mais qui peut présenter l'inconvénient de se désamorcer fréquemment (notamment par une mauvaise fermeture du clapet amont).il faut également se souvenir que la hauteur d'aspersion est limiter à 7 ou 8m au maximum. Les prises par siphon seront donc obligatoirement réservées à des petits barrages.

Ce sont sans doute ces problèmes qui ont conduit les concepteurs à leur préférer dans la majorité des projets les conduites enterrées. Cependant, ce ne serait pas forcément un bon choix que d'éliminer a priori ce type de dispositif et dans certains cas cette solution pourra même s'avérer judicieuse.

b. La conduite enterrée

La conduite enterrée est l'ouvrage de prise le plus utilisée actuellement en milieu rural. Fonctionnant dans la majorité des cas en charge, sa conception diffère peut de celle des conduites de vidange de même type. On la choisira de préférence en acier, posée dans des conduites similaires. Etant souvent de diamètre inférieur, on pourra aussi la glisser dans la canalisation de vidange, ou dans la galerie de dérivation. Dans le cas où il est installé en tranchée, il faudra bien étendu prévoir là aussi des écrans anti renard, un enrobage de béton.

La conduite est alimentée a partir de la retenue par une tour de prise ou un puisard selon que la vanne de commande est placée à l'amont ou à l'aval. Elle débouche à l'aval du barrage dans un bassin de tranquillisation, relié à la tête morte du canal primaire du réseau d'irrigation.

La position amont est techniquement préférable car, elle permet de ne pas laisser la conduite en charge. Elle est cependant plus couteuse que la position aval, car pour en faciliter l'accès, elle nécessite généralement la construction d'une tour de prise, où est logé le système de vannes, et d'une passerelle (pas dans le cas d'un barrage en béton à parement amont verticale cependant

Le diamètre de la conduite doit être calculé en fonction du débit demandé par le périmètre irrigué. En cas d'absence des renseignements plus précis, on pourra retenir comme débit d'équipement 5(l/s/ha). Pour le calcul de diamètre on devra tenir compte des pertes de charge linéaires et singulières le long de la conduite de prise d'eau comme dans le cas de conduite de vidange.

V.1.2 Ouvrage de prise pour l'adduction d'eau

Pour le barrage destiné à l'alimentation en eau potable des populations, l'ouvrage de prise permettre la distribution d'une eau de bonne qualité, il faudra éviter qu'elles n'aient recours au puisage direct dans la retenue, le problème se pose en particulier dans les zones rurales et périurbaines.

La prise d'eau potable doit être aussi proche que possible de la surface de l'eau pour obtenir une eau décantée et oxygénée. On conseillera donc des prises flottantes ou multiples.

La prise d'eau flottante : Dans ce type, les fonctions de prise et de vidange sont séparées, le prélèvement d'eau s'effectue à une profondeur constante ; l'inconvénient de celle-ci et celui du coût important et nécessite des mécanismes relativement importantes.

V.1.3 Ouvrage de prise à but pastoral

Prévoir un ouvrage de prise destiné à cet usage permet d'éviter que la retenue ne soit souillée par le bétail et surtout que celui-ci ne détériore les protections du talus amont et le barrage dans son ensemble.

Dans ce cas aussi on pourra installer un ouvrage spécifique ou une dérivation sur l'ouvrage à but agricole. Mais ce dernier choix peut conduire à des conflits plus graves encore que ceux évoqués dans le paragraphe précédent, dans la mesure où éleveurs et agriculteurs ont souvent des relations traditionnellement difficiles. Quel qu'il soit, l'ouvrage de prise à but pastoral devra aboutir à des abreuvoirs aménagés, de type abreuvoir à niveau constant. Le débit sera à déterminer avec soin sinon une fois passé l'attrait de la nouveauté et des avantages réels qu'il y trouve, le pasteur conduira inmanquablement son bétail dans la retenue.

V.2. CRITERES DE CHOIX D'UNE PRISE

Pour choisir une telle variante de prise d'eau il faut faire face aux différents critères et contraintes suivantes :

- Le risque d'apport solide
- La qualité d'eau a prélevé
- L'intensité du débit a prélevé
- La recherche d'un dispositif le plus économique que possible
- Un dispositif qui représente le maximum de garanti de fonctionnement

En conclusion en doit retenir la variante qui présente le maximum de garantie du point de vue fonctionnement tout en assurant le prélèvement d'eau à plusieurs niveaux suivant sa destination à l'aval. Et l'ouvrage qui répond à ces exigences est bien une prise d'eau fixée à une tour avec deux pertuis étagés à trois niveaux : (107,00 - 113,00) mNGA, Les orifices de prise sont équipés des comportes du type vanne wagon glissantes attachées à des grilles carrées mobiles.

La prise d'eau est réalisée par moyen d'une conduite en acier installée, dans la galerie en béton située sous le corps du barrage,

V.3. CALCUL HYDRAULIQUE DE LA CONDUITE DE PRISE D'EAU

Le but de la conduite est le prélèvement d'un débit destiné à l'irrigation des régions situées à l'aval de la retenue

V.3.1 La distribution mensuelle de la demande

La distribution mensuelle de la demande est représentée dans le tableau ci-après :

Tableau V. 1 : La distribution mensuelle de la demande.

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	année
Uirr (Hm ³)	2,85	0,57	0	0	0	0	0,57	1,14	1,9	2,85	4,37	4,75	19
Besion (%)	15	3	0	0	0	0	3	6	10	15	23	25	100

Source : A.N.B.T

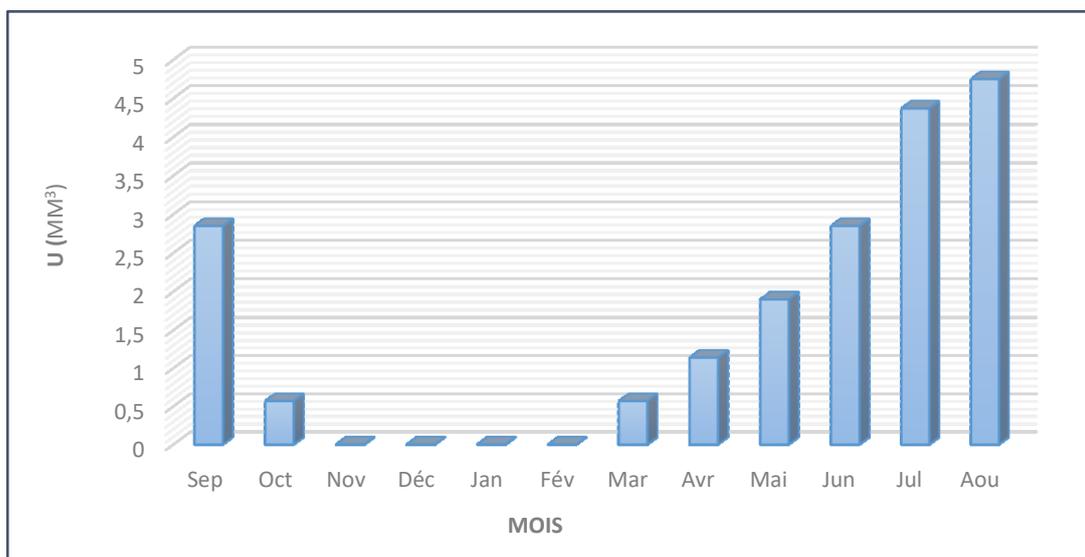


Figure V. 1 : La répartition mensuelle des besoins

La détermination de la dimension de la conduite de prise se fera suivant le débit maximum demandé à l'aval.

D'après la répartition mensuelle de la consommation on a le volume maximum est de :

$$V_{max} = 4,75 \text{ Mm}^3.$$

V.3.2 Calcul du débit maximum

$$Q_{max} = \frac{V_{max}}{T} \dots\dots\dots(V. 1)$$

Avec :

T : temps de prise (T=31 jours).

D'ou :

$$Q_{max}=1,77 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$Q = \mu S \sqrt{2gH} \dots\dots\dots (V. 2)$$

- μ : coefficient de débit ; $\mu = 0,3$
- H : charge correspondante à la prise d'eau la plus basse et l'aval ; H = 9 m
- S : section de la conduite (m²)

$$S = \frac{Q}{v} = \frac{Q}{\mu \sqrt{2gH}} b \dots\dots\dots(V. 3)$$

$$S = 0,44 \text{ m}^2$$

$$D = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} \dots\dots\dots(V. 4)$$

$$D = 0,75 \text{ m}$$

$$D = 750 \text{ mm}$$

V.3.3 Correction du coefficient de débit μ :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1+\sum \xi_i}} \dots\dots\dots(V. 5)$$

➤ $1 + \sum \xi_i$: Somme des coefficients de pertes de charges linéaires et singulière

a. Coefficients des pertes de charge linéaires

$$\sum \xi_l = 1,15 \cdot \frac{\lambda \cdot L}{D} \dots\dots\dots(V. 6)$$

$$\lambda = \frac{125 n^2}{D^{1/3}} \dots\dots\dots(V. 7)$$

- n : coefficient de rugosité de béton ; $n = 0.017$
- D : diamètre de la conduite ; $D = 800 \text{ mm}$
- L : longueur de la conduite de vidange (m) ; $L = 360 \text{ m}$

On trouve: $\lambda = 0,039$ et : $\sum \xi_l = 20.138 \text{ m}$

b. Coefficients des pertes de charge singulières

Généralement les pertes de charge singulière sont estimées à 15% des pertes de charge linéaires.

On trouve donc :

$$\mu = 0,203$$

La nouvelle section et le nouveau diamètre sont donc :

$$S = 0,48 \text{ m}^2 \text{ et : } D_{vf} = 0,8 \text{ m}$$

On prend un diamètre normalisé de :

$$D = 800 \text{ mm}$$

V.3.4 Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite

On a :

$$V = Q/S \dots\dots\dots(V. 8)$$

$$V = 3,68 \text{ m/s}$$

Conclusion

La conduite de prise de diamètre de **800 mm** Le prélèvement des eaux s'effectue à un seul niveau de prise (uniquement pour l'irrigation) à une côte élevée par rapport à celle du volume mort (109 m NGA). Les organes de commandes seront regroupés avec ceux de la vidange au fond d'un puits vertical.

CHAPITRE VI :
Organisation de chantier

Introduction

L'objectif de l'organisation de chantier est de réaliser les travaux au moins dans les délais et avec le moindre coût. Donc la bonne connaissance du site et la conception judicieuse de l'ouvrage ne suffisent pas à garantir la qualité et la sécurité de l'ouvrage, il faut porter soin à l'exécution et les moyens qui y sont consacrés pour la réussite de l'opération.

La réalisation des barrages et ces ouvrages nécessite l'utilisation de nombreux engins mécaniques (modernes et rentables) destinés à excaver transporter, niveler et compacter les matériaux. Donc, il est important de s'assurer que le chantier soit confié à une entreprise compétente et expérimentée et disposant de tous les moyens nécessaires pour l'exécution de tous les travaux dans des bonnes conditions.

Le délai de construction de l'aménagement hydraulique peut être changé et cela en fonction des moyens de l'entreprise de construction.

Notre étude consistera donc à organiser notre chantier de Barrage Mahcha tout en assurant :

Un meilleur choix de la main d'œuvre et des matériaux.

La rapidité d'exécution des diverses opérations.

Une économie : synchronisation et réduction des travaux.

Une organisation de l'emploi du matériel et du personnel en garantissant leur sécurité.

Ces facteurs revêtent une importance primordiale pour la réalisation de l'ouvrage dans les meilleures conditions.

VI.1 INSTALLATIONS DU CHANTIER

Un chantier est à la fois le lieu où on construit notre ouvrage et dans lequel on s'installe. Un chantier est limité dans l'espace et dans le temps.

L'installation de chantier met en avant l'organisation et le déroulement des travaux :

Ordonner le chantier : Gain de temps, évite les pertes (matériaux) et double emplois (matériels) ;

Améliore la sécurité : humaine + matériel et Améliore la qualité ;

Positionner les éléments : Organiser les déplacements des engins et des véhicules dans le chantier et bien positionner les livraisons et Positionner les réseaux en utilisant des grillages avertisseurs et des bandes de couleurs normalisées.

VI.2 TRAVAUX PRÉPARATOIRES ET INSTALLATION DE L'ENTREPRISE

L'implantation d'un chantier nécessite un terrain en dégagant de larges espaces autour de l'entreprise de la prise d'eau, afin de ménager les diverses aires de stockages et des pistes de circulation d'engins, suivie de leur occupation progressive par les locaux, engins, poste fixes de travail, donc on peut distinguer les installations suivantes :

Installations destinées au personnel

Ce sont généralement les dortoirs, vestiaires, réfectoires, installations sanitaires et les bureaux de chantier.

Installations destinées au stockage des matériaux

Pour les ciment 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).

Installations destinées à la réparation des engins

Les grosses réparations ne se font généralement pas sur le chantier lui-même, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment bien équipé pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

Installation destinées pour la fabrication

Pour cette installation, elle est constituée des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites, murettes...etc.

VI.3 LES MOYENS DE CHANTIER

VI.3.1 Les moyens humains

Si on a dans le cadre du marché de la conception détaillée des ouvrages, il doit justifier de la mise en œuvre du personnel comptent pour la réalisation des études préalables, géotechniciens, hydrologues, topographe, ingénieur béton armé, dessinateur, etc. Pour ce qui concerne le personnel d'exécution proprement dite, il doit indiquer la composition et la fonction des équipes amenées à travailler sur le chantier et désigner la personne physique responsable du chantier et de l'encadrement du personnel.

VI.3.2 Les moyens matériels

On peut distinguer le matériel général de terrassement, le matériel lié au type de barrage et le matériel spécifique.

Pour l'ensemble de matériel on doit mentionner les marques, les types, les puissances, les rendements et le nombre des engins affecter au chantier ainsi que leur mode d'intervention suivant le phasage des travaux.

a. Matériel de terrassements

Le matériel général de terrassement comprend les engins traditionnels mis en œuvre pour la constitution des fouilles d'assise du barrage, l'extraction et / ou le transport des matériaux et la réalisation des finitions (remblaiement – enrochement ...)

- Le bulldozer ;
- Pelle mécanique ;
- Chargeur à pneu ou à chenilles ;
- Décapeuse ;
- Niveleuse et les camions.

b. Le matériel de compactage

- Les compacteurs à pneus : conviennent pour le compactage de la quasi-totalité des sols.
- Les compacteurs à rouleaux vibrant : Ils sont utilisés pour le compactage des matériaux à angle de frottement élevé, tels les enrochements ou les sables à granulométrie serrée.
- Les compacteurs à pied dameurs : Ils conviennent pour le compactage des sols fins.

c. Le matériel de bétonnage

On utilise le plus souvent des bétonnières pour la fabrication du béton nécessaire pour la construction des ouvrages en béton (évacuateur – tunnel de dérivation ...).

VI.4 PLANIFICATION

C'est un moyen qui permet de chercher constamment la meilleure façon d'utiliser avec économie la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre pour assurer l'efficacité de l'action à entreprendre, son objectif est de s'assurer que les travaux se font dans un ordre correct à temps, aussi économique que possible. Elle consiste en :

- Installation des postes de travail ;
- Observations instantanées ;
- Analyse des tâches ;
- Le chronométrage ;
- Définition des objectifs et des attributions ;
- Simplification des méthodes ;
- Stabilisation des postes de travail.

VI.4.1 Procédures de travail de planification

Le travail de planification nécessite les étapes suivantes :

- Collection des informations concernant les plans d'architecture, le cahier de charges, les normes de travail et de matériels, et le prix des matériaux.
- Les compositions du projet : on décompose le projet en opérations soit en éléments de construction (poteaux, poutres, ... etc.), soit suivant la ressource à utiliser (terrassements, coulage, ... etc.).
- Prévoir la relation entre opérations ; Il existe deux types de relations :
 - Relation logique : exemple ; on ne peut pas faire le bétonnage avant que l'opération de coffrage soit terminée.
 - Relation référentielle : exemple ; on a 2 poteaux à réaliser on peut les réaliser un après l'autre si on a une seule équipe, mais de préférence on opte pour la construction des 2 poteaux au même temps si on peut disposer de 2 équipes.
- Attribution des durées ;
- Conception du réseau.

VI.4.2 Techniques de la planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau.
- Méthodes basées sur le graphique.

Note : le graphique ne peut se faire sans le réseau.

VI.4.2.1 Méthodes basées sur le réseau

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et leurs durées de réalisation. On distingue deux types de réseaux :

- **Réseau à flèches** : L'opération est représentée par une flèche et la relation entre les opérations par des nœuds.



L'opération **A** précède l'opération **B**

- **Réseau à nœuds** : L'opération est représentée par un nœud et la relation entre les opérations par des flèches. L'opération (**B**) ne peut commencer que si l'opération (**A**) est complètement achevée.



Pour construire un réseau il convient d'effectuer les six (6) opérations suivantes :

- Etablissement d'une liste des tâches : il s'agit dans cette première phase de procéder à un inventaire très précis et détaillé de toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet.
- Détermination des tâches antérieures : après avoir dressé la liste des tâches à effectuer, il n'est pas toujours facile de construire un réseau car il n'est pas aisé de dire si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes.
- Construction des graphes partiels.
- Regroupement des graphes partiels.
- Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage.
- Construction du réseau.

a. Méthode C.P.M (méthode du chemin critique)

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

- **1^{ère} Phase** : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré.
- **2^{ème} Phase** : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour par jour, selon l'unité de temps retenue.
- **3^{ème} Phase** : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

b. Méthode P.E.R.T (Program Evaluation and Review Technical)

C'est-à-dire technique d'ordonnancement des tâches et contrôle des programmes, c'est une méthode consistant à mettre en ordre sous forme de réseau plusieurs tâches qui grâce à leur chronologie et leur dépendance concourent toutes à l'obtention d'un produit fini.

c. Méthode P.D.M (Procedure Diagram Method)

C'est une méthode basée sur le réseau à nœuds et développe trois (03) relations à savoir

- Commencement de l'opération (A) et (B).
- Finition de l'opération (A) et commencement de (B).
- Finition de l'opération (A) et finition de l'opération (B).

VI.4.2.2 Méthodes basées sur le graphique

a. Méthode linéaire (ligne of balance technic)

Cette méthode est destinée à la planification des projets de construction dont les travaux son répétitifs.

b. Méthode à barres

Cette technique consiste à déterminer deux réseaux et un diagramme à barres (Plan de travail).

VI.5 CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL

Le choix de la méthode de calcul repose essentiellement sur le type d'ouvrage à construire. Il est préférable dans le cas où les opérations se suivent comme dans notre cas d'opter pour la méthode C.P.M.

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

- TR : temps de réalisation.
- DCP : date de commencement au plus tôt.
- DCPP : date de commencement au plus tard.
- DFP : date de finition au plus tôt.
- DFPP : date de finition au plus tard.
- MT : marge totale.

Et :

$$\left\{ \begin{array}{l} DFP = DCP + TR \\ DCPP = DFPP - TR \\ MT = DFPP - DFP \\ DCP_i + TR = DFP_i \\ DFP_i = DCP_{i+1} \end{array} \right.$$

a. 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:

$$C.C \iff \left\{ \begin{array}{l} MT = 0 \\ \sum TR_{C.C} = D.T.P \end{array} \right.$$

b. 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 :

$$T = \frac{Q \times N}{n} \dots\dots\dots (VI. 1)$$

Avec :

- Q : quantité de travail
- N : rendement
- n : nombre d'équipes

c. Les plannings

Il existe trois types de plan de travail

- 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.

- 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).

- Plan de travail intermédiaire

Les opérations commencent à une date intermédiaire, entre date au plus tôt et date au plus tard, l'entreprise opte pour ce type de planning quand elle est riche et travaille sur un seul chantier (moyens parfaits).

VI.5.1 Délai de construction et programme des travaux

Le délai de construction de l'ouvrage est déterminé en tenant compte du temps de réalisation de chacune des opérations qui le composent, tout en sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement. La bonne exécution de ces travaux repose sur une bonne planification des différentes tâches c'est-à-dire une recherche constante de la meilleure façon d'utilisation la main d'œuvre et les autres moyens mécaniques pour assurer l'efficacité de l'action entreprise moyennant le respect de certaines exigences dont entre autres :

- Le déroulement du travail dans un ordre correct c'est-à-dire une bonne succession des opérations.
- Le respect des délais de réalisation pour chaque opération.
- Faire le travail le plus économiquement possible.

Ainsi, cette rationalisation des travaux est tributaire de certaines conditions à savoir la mécanisation maximale des travaux, disponibilité d'un matériel de construction de haut rendement asservie par du personnel qualifié ; bon état du réseau routier servant à l'exécution des opérations de transport ; la combinaison dans le temps de différents travaux sur plusieurs fronts sans en pénaliser leur bonne réalisation.

VI.6 LES COMPOSITIONS DU PROJET

Le tableau ci-après nous donne les différentes opérations qui composent le projet ainsi que leur temps de réalisation.

Tableau VI. 1 : Symboles des opérations.

Tavaux	Opérations	Durée (mois)
Travaux de préparation, développement du réseau routier assurant l'accès au chantier	A	2
installation de chantier	B	4
Décapage et réalisation de la portion de clé d'étanchéité au droit de la conduite de vidange	C	2
Galerie de dérivation	D	3
Batardeau	E	5
Excavation du barrage	F	4
Recharges du barrage	G	12
Excavation de l'évacuateur de crue	H	3
Construction de l'évacuateur de crue	I	7
Bassin d'amortissement de l'évacuateur de crue	J	3
Prise d'eau et conduite	K	6
Chambres des vannes	L	1
Equipements hydrauliques.	M	2
Finitions.	N	4

VI.6.1 Le chemin critique par la méthode de réseau à nœuds

Elle consiste à faire le calcul Aller et Retour en utilisant les paramètres de la grille suivante :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Le réseau à nœud est représenté sur la figure suivante.

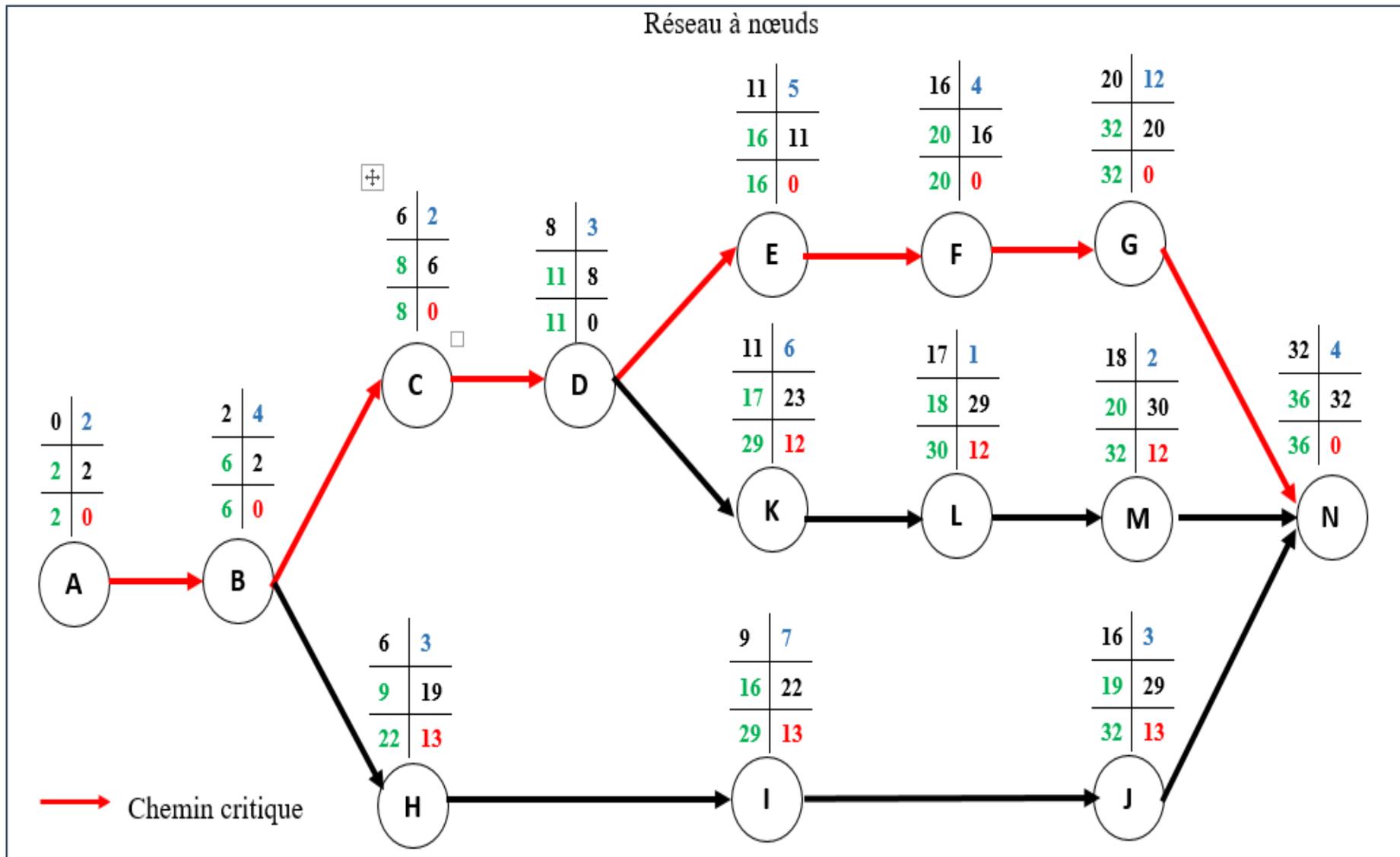


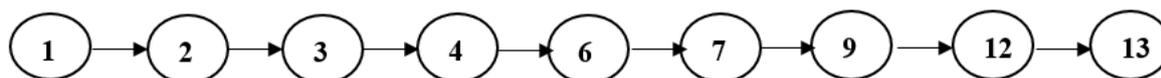
Figure VI. 1 : Le chemin critique par le réseau à nœud

VI.6.2 Le chemin critique par la méthode du tableau

Tableau VI. 2 : Le chemin critique par la méthode du tableau.

Opération	TR	D.P		D.F.P		M.T
		D.C.P	D.F.P	D.C.P.P	D.F.P.P	
1 – 2	2	0	2	0	2	0
2 – 3	4	2	6	2	6	0
3 – 4	2	6	8	6	8	0
3 – 5	3	6	9	19	22	13
4 – 6	3	8	11	8	11	0
5 – 11	7	9	16	22	29	13
6 – 7	5	11	16	11	16	0
6 – 8	6	11	17	23	29	12
7 – 9	4	16	20	16	20	0
8 – 10	1	17	18	29	30	12
9 – 12	12	20	32	20	32	0
10 – 12	2	18	20	30	32	12
11 – 12	3	16	19	29	32	13
12 – 13	4	32	36	32	36	0

D’après le tableau ci-avant le temps de réalisation est de **36 mois**. Le chemin critique est le suivant :



VI.6.3 Le chemin critique par le diagramme de GANTT

	Désignation des travaux	Première année												Deuxième année												Troisième année												Commentaire																																
		1 ^{er} Trimestre			2 ^{ème} Trimestre			3 ^{ème} Trimestre			4 ^{ème} Trimestre			5 ^{ème} Trimestre			6 ^{ème} Trimestre			7 ^{ème} Trimestre			8 ^{ème} Trimestre			9 ^{ème} Trimestre			10 ^{ème} Trimestre			11 ^{ème} Trimestre			12 ^{ème} Trimestre																																			
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36																																	
A	Travaux de préparation, développement du réseau routier assurant l'accès au chantier	█																																																																				
B	Installation de chantier				█																																																																	
C	Décapage et réalisation de la portion de clé d'étanchéité au droit de la conduite de vidange							█																																																														
D	Galerie de dérivation										█																																																											
E	Batardeau													█																																																								
F	Excavation du barrage																█																																																					
G	Recharges du barrage																						█																																															
H	Excavation de l'évacuateur de crue							█																																																														
I	Construction de l'évacuateur de crue										█																																																											
J	Bassin d'amortissement de l'évacuateur de crue																█																																																					
K	Prise d'eau et conduite													█																																																								
L	Chambres des vannes																			█																																																		
M	Equipements hydrauliques																					█																																																
N	Finitions																															█																																						

Figure VI. 2 : Le chemin critique par le diagramme de GANTT

Conclusion

Une importance a été donnée à l'organisation de la construction, une organisation compatible avec tous les travaux, afin de supprimer les temps morts, d'avoir une meilleure qualité, de conserver une même vitesse d'avancement, pour toutes les opérations élémentaires et sur tous les points de chantier.

Le planning de construction du barrage et des ouvrages annexes est représenté par un diagramme à barres (diagramme de Gantt). Les remarques complémentaires suivantes sont nécessaires pour une explication plus précise :

Un certain nombre de travaux préparatoires doivent être effectués avant les travaux de construction du barrage. Il s'agit essentiellement de la construction des routes d'accès vers les sites de construction et les zones d'emprunt, de la cité de l'Entrepreneur et du maître de l'ouvrage, des batardeaux de la 1ère Phase de contrôle de l'oued. La réalisation de ces travaux préparatoires nécessitera 10 mois.

La durée de construction propre au barrage de Mahcha totalisera au moins 36mois. Cette durée est à considérer comme minimum absolu. Dans le cas où, principalement lors de la construction du barrage en terre, on devrait utiliser des techniques laborieuses, en renonçant partiellement à de gros engins, pour favoriser l'emploi local, la durée de la construction s'élèverait à 4 ans. Le diagramme présente le déroulement des travaux avec une durée minimale de **36 mois**.

Pour assurer le réalisme du programme et sa cohérence générale, il faut suivre des cadences moyennes des travaux de génie civil.

CHAPITRE VII :

*Protection et sécurité au
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 la sécurité lors du travail et les services d'inspection ont édicté un certain nombre de règlements qui doivent s'appliquer aux chantiers.

Ces règlements contribuent à limiter au maximum les accidents de travail et les dégâts humains et matériels dus à ces accidents. En ce qui concerne la sécurité pendant la période de construction et d'exploitation du barrage, la prévention contre les accidents de travail est indispensable.

VII.1 LES ACCIDENTS DE TRAVAIL

Les différents facteurs réagissant les causes d'accident de travail se subdivisent en deux catégories : l'une se traduit par les facteurs humains, l'autre par les facteurs matériels.

a. Facteurs humains

Ces facteurs concernent les actions dangereuses dans le travail dues au comportement de nature humaine qui nécessite dans certains cas l'intervention d'un médecin et d'un psychologue tel que :

- La négligence des travailleurs.
- La fatigue excessive
- Manque de concentration.
- L'agitation
- La nervosité.
- Inaptitude mentale ou physique
- Taux d'erreur important.

b. Facteurs matériels

Les causes d'accident d'origine matérielle évoluent généralement pendant l'exécution des travaux. Elles proviennent :

- Des outils et engins utilisés (implantation, entretien).
- Du lieu de travail (éclairage, conditions climatiques).
- Des conditions d'hygiène et de sécurité (ventilation, production).

VII.2 LES MALADIES PROFESSIONNELLES

a. Les poussières

Par son inhalation, la poussière est l'un des facteurs qui cause le plus de maladies graves. Parmi ces maladies nous pouvons citer la silicose due aux poussières de silicium qui est l'une des plus graves et des plus fréquentes des maladies professionnelles, notons

également l'asbestose due aux poussières d'amiante, ainsi que la sidérose due aux poussières d'oxyde de fer. Ces maladies se traduisent par un certain nombre de symptômes tels que :

- Dyspnée : au début difficulté de respirer, c'est une dyspnée d'effort, puis cela aboutit à une insuffisance respiratoire plus importante.
- Hémoptysie : expectoration sanglante avec risque de tuberculose.

b. Le bruit

Les surdités professionnelles 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 audimétrique 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.

VII.3 CONDITIONS DANGEREUSES

- Installation non protégée ou mal protégée.
- Outillages, engins et équipements en mauvais état.
- Matière défectueuse, stockage irrationnel.
- Protection individuelle inexistante.
- Défauts dans la construction.
- Eclairage défectueux.
- Facteur d'ambiance impropre.
- Conditions climatiques défavorables.

VII.3.1 Méthode et moyens de prévention

- Assurer une protection individuelle.
- Assurer un entretien continu.
- Prudence demandée.
- Eviter toute cadence supérieure à la normale.
- Assurer aux installations des protections.
- Utiliser des protections (gardes corps).
- Assurer un stockage rationnel

VII.4 ACTIONS DANGEREUSES

- Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables.
- Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
- Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
- Imprudence durant le travail.
- Suivre un rythme de travail inadapté.

VII.4.1 Méthode et moyens de prévention

- Demander l'autorisation d'agir et avertir.
- La protection individuelle est obligatoire.
- Développer l'esprit de sécurité et d'hygiène.
- L'intervention à une meilleure utilisation.
- Veiller à une meilleure utilisation.

VII.5 ORGANISATION DU SERVICE DE LA SECURITE D'OUVRAGE

L'organisation de la prévention se présente à travers les activités professionnelles du pays comme immense chaîne de solidarité, composée de multiples maillons, correspondant chacun aux différents services ou personnes intéressées figurés dans l'organigramme ci-après :

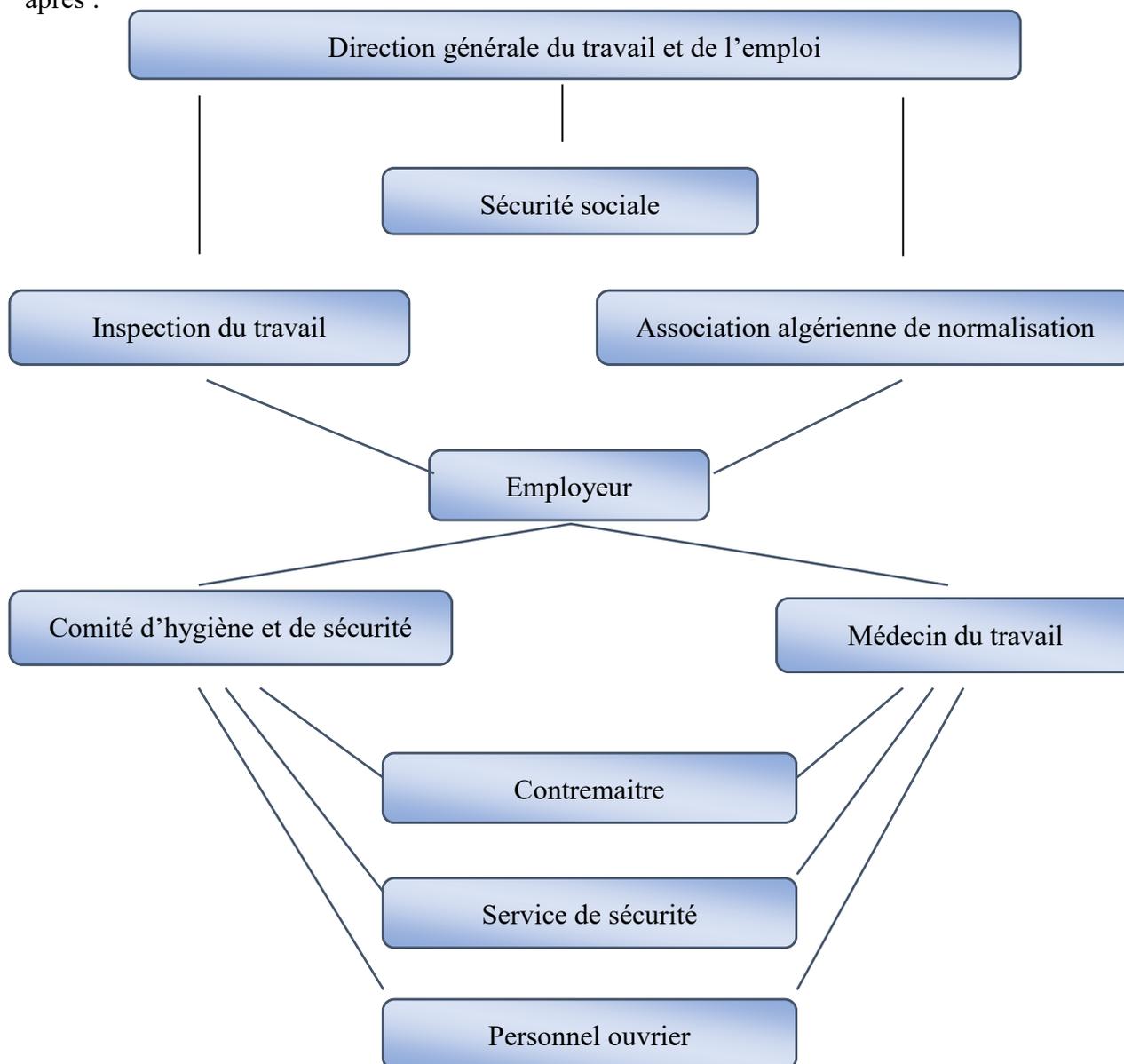


Figure VII. 1 : Organigramme de la prévention

VII.5.1 Principales fonctions du service de sécurité

c. Études

- Participation au Comité d'hygiène et sécurité.
- Analyse des postes de travail « Etude Sécurité ».
- Suggestions du Personnel.
- Statistique : élaboration et commentaire
- Rapport avec l'administration.

d. Exécution

- Mesures légales d'hygiène et de sécurité (code de travail).
- Réalisations pratiques des suggestions et des études.

e. Contrôle

- Enquêtes à la suite des accidents. Inspections des installations.
- Visites périodiques effectuées par les organismes.
- Contrôles éventuels des moyens de transport du personnel.

f. Animation :

- Lutte contre l'incendie et les accidents de trajet.
- Equipes de secours.
- Formation spéciale concernant certaines professions.

g. Fonction humaines

- Etude physiologique du travail.
- Affectation et mouvement de la main-d'œuvre suivant l'avis du médecin du travail et en collaboration avec le service de la personne.

h. Social :

- Renseignement, conseil

VII.5.2 Instructions structurelles sur la sécurité

a. Instructions à donner aux travailleurs et aux visiteurs du chantier

Quoiqu'il en soit Algérien ou expatrié ; la personne qui travaille ou pénètre sur le site doit être informé en matière de sécurité de façon qu'il respecte les règles de sécurité du chantier.

b. Instructions à donner au Chef d'équipe

Le Chef d'équipe confirme périodiquement les mesures préventives contre les accidents.

- Réunion matinale en matière de sécurité :

Le contre maître de chaque poste préside tous les matins une réunion pour expliquer le détail des travaux à exécuter en précisant l'instruction sur la sécurité.

- Mise en ordre du chantier :

L'effectif de chaque poste s'engage à la mise en ordre du chantier une fois par mois à la date préalablement fixée.

- Contrôle et entretien du matériel :

Les engins ne peuvent être utilisés sur le site qu'avec le bon de mise en service qui sera émis à la suite du contrôle mécanique les engins utilisés doivent passer le contrôle journalier et son résultat sera enregistré dans le rapport journalier.

Les engins doivent être au contrôle période et son résultat sera enregistré dans le carnet d'entretien.

Les échafaudages, plateforme, passerelle, boisage, cintre, coffrage, soutènement, et toute autre installation les gardes corps, rampes, filets, ceintures de sécurité et toute autre dispositif de sécurité, les chaînes câbles au cordage, les échelles ainsi que matériel et engins de toute nature mis par les chefs d'établissement à la disposition des travailleurs à effectuer et aux risques auxquels les travailleurs sont exposés.

Les installations, les dispositifs les matériels ou les engins utilisés doivent avoir notamment une résistance suffisante pour supporter les charges et les efforts auxquels ils sont soumis. En outre, la stabilité des installations et des engins de toute nature mis en œuvres sur des chantiers doit être assuré d'une manière efficace.

VII.6 PROGRES RECENTS EN MATIERE DE SECURITE

Les progrès dont témoignent de manière indiscutable les statistiques mondiales résultent d'efforts réalisés dans tous les domaines, à la lumière des enseignements tirés des échecs passés :

- Les techniques de base des projets sont plus sûres, notamment en matière d'hydrologie, de reconnaissances géotechniques, des moyens de calcul ;
- Les techniques de construction, plus mécanisées, se prêtent mieux à un contrôle strict de la qualité de réalisation ;
- Les connaissances scientifiques et techniques sont très largement véhiculées par les organisations professionnelles internationales et tendent à niveler vers le haut la qualité des projets dans le monde entier ;
- Les moyens et les pratiques de la surveillance, et notamment l'auscultation, sont plus efficaces et mieux mis en œuvre ;
- Des moyens d'alerte sont progressivement mis en place dans tous les pays. La tâche n'est pas achevée, et l'abaissement de la probabilité de rupture jusqu'à la valeur actuelle de $1 \cdot 10^{-5}$ par an environ pourrait encore être accentué.

VII.7 PLAN DE SECURITE ADAPTE AUX TRAVAUX DE REALISATION

Puisque les travaux de terrassement sont les travaux qui prennent la plupart du temps dans la réalisation du barrage on a proposé un plan de sécurité adapté aux travaux de terrassement généraux, de soutènement et de fondation profonde. On a résumé ce plan dans le tableau suivant.

Tableau VII. 1 : Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation.

Objectifs visés	Mesures à prendre
-Prévenir les risques d'accidents par chutes, et engins de terrassement :	-La réalisation du chantier de jour comme nuit. -Les zones interdites au public. -Les précautions particulières à prendre en cas de brouillard.
-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.
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.
-Éviter les heurtes entre les engins et renversement des engins.	-Interdiction de dépassement et de stationnement.
-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.
-Éliminer les surcharges en bordure des fouilles.	-Mode de stockage des déblais et leur mode de déchargement.
-Prévenir les chutes des objets.	-Examen des câbles soumis à des sollicitations particulières.
-Prévenir des ruptures des organes de levage.	-Disposition et consignes particulières concernant l'entretien des matériels, des installations, les engins et les véhicules.
-Heurtes des personnes par les outils.	-Les travailleurs qui utilisent la pioche ou la pelle dans leurs activités doivent être tenus à une distance suffisante les uns des autres.

Conclusion

La prévention est l'ensemble des dispositions ou des mesures prises ou prévues à tous les stades de l'activité de l'entreprise ou de l'institution en vue d'éviter ou de diminuer les risques professionnels. La prévention permet également de préserver la santé et d'améliorer le bien-être des travailleurs.

CONCLUSION GENERALE

Dans le cadre de l'étude des ouvrages annexes du barrage de Mahcha sur l'oued Khanga, les résultats des analyses et les investigations exécutés ont abouti aux conclusions suivantes :

- La construction des ouvrages annexes du barrage Mahcha sur l'oued Khanga n'implique aucune difficulté technique particulière.
- Le barrage Mahcha peut assurer la pérennité de l'irrigation, permettant ainsi le développement du secteur de l'agriculture avec la mise en valeur de nouvelles terres, l'intensification et la diversification des cultures.
- La réalisation du barrage Mahcha fournira un grand nombre d'emplois dans les secteurs de l'exploitation, l'agriculture et les services, à la fois à court terme durant la phase de construction et à long terme après l'achèvement du barrage.
- L'exécution du projet aura sans aucun doute des impacts négatifs tels que : l'impact sur l'environnement (la faune et la flore, la privation des riverains de l'alimentation en eau à partir du fil d'eau de l'oued ...etc.). Cependant, pour les recommandations de mesures de compensation, des études d'impact environnemental doivent être menées.

Le projet du barrage de Mahcha est considéré comme un investissement primordial pour la Wilaya d'Annaba et les régions avoisinantes, puisqu'il permettra d'assurer les ressources hydriques nécessaires pour la survie et le développement des communautés.

Enfin, on peut dire que cette étude nous a permis de toucher presque à tout ce qui concerne l'étude et d'exécution des ouvrages annexes de notre barrage. En espérant que ce travail reflète vivement les efforts qu'on a mis à disposition pour le réaliser.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

A.N.B.T. Etude d'avant-projet détaillé de barrage MAHCHA (Wilaya d'ANNABA),
Mémoire de synthèse.

TOUAIBIA, B. (2004). Manuel pratique d'hydrologie. ENSH Blida.

TOUAIBIA, B. (2001). Polycopie de cours de régularisation des débits.

MEDDI M. et BELHADJ BOUCHAIB F., (2010). Etude des crues dans le bassin du
Cheliff. Application de la méthode du Gradex.

HASSANE M., (2010-2011). Cours d'ouvrage hydrotechnique 5^{ème} Année ENSH.

Annexe I

Tableau 1 : série des pluies maximales journalières (mm).

Année	$P_{\max j}$ (mm)
1985	33
1986	41
1987	18,5
1988	78
1989	45
1990	54
1991	71,5
1992	93
1993	42,5
1994	51,5
1995	38
1996	24
1997	52,5
1998	40,5
1999	111
2000	37,00
2001	36,5
2002	104,5
2003	76,5
2004	46,5
2005	46
2006	71
2007	51
2008	47,5
2009	58
2010	57,5
2011	101
2012	41,5

Tableau 2 : Série des Apport mensuelle et annuel (Mm³).

Année	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil.	Août	Annuel
63-64	0.051	0.153	0.803	6.642	7.071	6.064	2.812	0.881	0.321	0.156	0.027	0.027	25.009
64-65	0.000	0.562	1.607	0.536	8.705	10.814	1.795	0.596	0.134	0.026	0.027	0.000	24.801
65-66	0.000	0.000	0.000	0.616	0.187	0.097	0.670	0.259	0.348	0.104	0.000	0.000	2.281
66-67	0.000	0.000	0.000	0.482	1.205	1.572	0.589	0.337	0.187	0.026	0.000	0.000	4.399
67-68	0.596	0.000	1.296	4.419	16.097	3.157	2.491	0.441	0.134	0.078	0.000	0.000	28.709
68-69	0.000	0.000	0.000	0.187	1.312	0.339	0.991	0.337	0.107	0.000	0.000	0.000	3.274
69-70	0.259	0.670	0.052	7.044	1.339	0.750	1.982	5.495	0.750	0.130	0.027	0.000	18.497
70-71	0.000	0.000	0.000	0.000	0.509	6.096	2.357	1.944	0.696	0.104	0.000	0.000	11.706
71-72	0.026	1.259	0.078	0.375	4.607	1.153	2.089	3.188	1.018	0.207	0.027	0.000	14.026
72-73	0.000	0.161	0.000	0.321	7.821	3.459	18.508	2.074	0.241	0.181	0.000	0.000	32.766
73-74	0.104	0.027	0.026	0.107	0.027	0.218	0.161	0.156	0.054	0.000	0.000	0.000	0.878
74-75	0.000	0.000	0.052	0.054	0.000	1.331	0.723	0.285	0.241	0.026	0.000	0.000	2.711
75-76	0.000	0.000	0.000	0.000	0.134	0.576	2.411	0.415	0.295	0.052	0.000	0.000	3.882
76-77	0.026	1.339	8.398	1.205	1.205	0.702	0.562	0.492	0.348	0.156	0.000	0.000	14.434
77-78	0.000	0.000	0.000	0.000	0.482	3.169	0.643	1.374	0.268	0.078	0.000	0.000	6.013
78-79	0.000	0.000	0.000	0.027	0.054	0.314	1.795	6.869	0.589	0.078	0.000	0.000	9.725
79-80	0.000	0.000	0.026	0.000	0.000	0.000	0.214	0.078	0.027	0.000	0.000	0.000	0.345
80-81	0.000	0.000	0.000	2.303	2.384	3.653	1.527	0.778	0.187	0.026	0.000	0.000	10.858
81-82	0.000	0.000	0.000	0.054	0.455	1.742	2.893	1.477	0.482	0.052	0.000	0.000	7.155
82-83	0.000	0.134	2.748	3.643	2.250	0.677	1.018	0.363	0.080	0.000	0.000	0.000	10.912
83-84	0.000	0.000	1.381	0.904	6.656	14.544	5.577	1.006	0.443	0.049	0.000	0.000	30.561
84-85	0.000	1.189	0.122	9.380	9.367	2.558	5.320	1.145	0.498	0.077	0.000	0.000	29.657
85-86	0.000	0.000	0.000	0.000	0.217	0.245	1.301	0.284	0.063	0.009	0.000	0.000	2.119
86-87	0.000	0.257	2.039	6.300	3.882	10.284	8.782	6.961	0.786	0.171	0.010	0.001	39.474
87-88	0.000	0.000	0.000	0.000	0.009	0.020	0.077	0.007	0.001	0.028	0.000	0.000	0.142
88-89	0.000	0.000	0.000	2.215	0.276	0.732	0.378	0.197	0.045	0.006	0.000	0.000	3.848
89-90	0.000	0.021	0.007	0.370	2.991	0.458	0.158	0.069	0.067	0.002	0.000	0.000	4.144
90-91	0.000	0.000	0.052	4.774	3.464	4.152	7.256	3.987	0.297	0.102	0.035	0.010	24.129
91-92	0.066	0.053	0.079	0.035	0.060	0.380	0.789	5.022	2.250	0.417	0.129	0.045	9.325
92-93	0.018	0.039	5.682	5.008	6.274	0.674	0.869	0.408	1.025	0.122	0.000	0.032	20.151
93-94	0.029	0.035	0.047	0.601	1.618	3.939	0.793	0.447	0.142	0.015	0.000	0.000	7.666
94-95	0.000	0.024	0.071	0.285	11.850	0.553	3.050	0.493	0.138	0.040	0.000	0.010	16.514
95-96	0.038	0.068	0.057	0.210	0.692	7.191	5.140	4.010	2.954	0.302	0.050	0.044	20.755
96-97	0.006	0.010	0.010	0.015	0.286	0.150	0.189	0.031	0.004	0.000	0.000	0.000	0.701
97-98	0.051	0.154	0.804	1.669	3.202	3.238	2.691	1.757	0.531	0.096	0.013	0.009	14.213
98-99	0.094	0.007	3.294	1.730	3.416	8.007	1.198	1.537	0.424	0.012	0.009	0.021	19.750
99-00	0.021	0.027	0.046	0.539	0.700	0.255	0.140	0.058	3.548	0.223	0.022	0.014	5.595
00-01	0.000	0.181	0.035	0.061	1.675	2.287	0.301	0.269	0.112	0.000	0.000	0.000	4.921
01-02	0.000	0.000	0.000	0.020	0.021	0.079	0.019	0.025	0.000	0.000	0.000	0.000	0.165
02-03	0.000	0.013	1.596	6.607	17.516	8.230	2.344	10.640	0.472	0.056	0.000	0.000	47.474
03-04	0.160	0.050	0.093	2.371	8.483	1.087	0.504	1.211	0.648	0.864	0.097	0.042	15.611
04-05	0.033	0.027	2.513	5.439	6.944	11.360	5.663	6.409	0.203	0.009	0.003	0.006	38.609
05-06	0.004	0.006	0.008	1.479	4.816	7.939	3.201	0.457	0.492	0.022	0.005	0.000	18.429
06-07	0.018	0.026	0.035	0.474	0.136	0.217	7.599	2.653	0.450	0.109	0.029	0.047	11.791
07-08	0.048	0.067	0.124	0.514	0.291	0.153	0.450	2.160	0.118	0.015	0.009	0.013	3.961
08-09	0.034	0.030	0.070	0.070	1.949	4.757	3.201	4.158	2.940	0.219	0.037	0.054	17.519
09-10	0.793	0.398	0.546	0.425	2.332	1.151	1.606	0.468	0.222	0.084	0.022	0.018	8.065
10-11	0.015	0.110	5.379	0.783	0.473	6.147	5.802	1.256	0.391	0.133	0.026	0.021	20.535
11-12	0.019	0.433	0.215	1.472	1.462	11.989	11.236	1.119	0.228	0.036	0.019	0.018	28.247
Moyenne	0.051	0.154	0.804	1.669	3.202	3.238	2.691	1.757	0.531	0.096	0.013	0.009	14.213

Tableau 3 : Débits mensuels moyens en m³/s à la station Ain Berda.

Année	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil.	Août	Moyenne
63-64	0.020	0.057	0.310	2.480	2.640	2.420	1.050	0.340	0.120	0.060	0.010	0.010	0.793
64-65	0.000	0.210	0.620	0.200	3.250	4.470	0.670	0.230	0.050	0.010	0.010	0.000	0.810
65-66	0.000	0.000	0.000	0.230	0.070	0.040	0.250	0.100	0.130	0.040	0.000	0.000	0.072
66-67	0.000	0.000	0.000	0.180	0.450	0.650	0.220	0.130	0.070	0.010	0.000	0.000	0.143
67-68	0.230	0.000	0.500	1.650	6.010	1.260	0.930	0.170	0.050	0.030	0.000	0.000	0.903
68-69	0.000	0.000	0.000	0.070	0.490	0.140	0.370	0.130	0.040	0.000	0.000	0.000	0.103
69-70	0.100	0.250	0.020	2.630	0.500	0.310	0.740	2.120	0.280	0.050	0.010	0.000	0.584
70-71	0.000	0.000	0.000	0.000	0.190	2.520	0.880	0.750	0.260	0.040	0.000	0.000	0.387
71-72	0.010	0.470	0.030	0.140	1.720	0.460	0.780	1.230	0.380	0.080	0.010	0.000	0.443
72-73	0.000	0.060	0.000	0.120	2.920	1.430	6.910	0.800	0.090	0.070	0.000	0.000	1.033
73-74	0.040	0.010	0.010	0.040	0.010	0.090	0.060	0.060	0.020	0.000	0.000	0.000	0.028
74-75	0.000	0.000	0.020	0.020	0.000	0.550	0.270	0.110	0.090	0.010	0.000	0.000	0.089
75-76	0.000	0.000	0.000	0.000	0.050	0.230	0.900	0.160	0.110	0.020	0.000	0.000	0.123
76-77	0.010	0.500	3.240	0.450	0.450	0.290	0.210	0.190	0.130	0.060	0.000	0.000	0.461
77-78	0.000	0.000	0.000	0.000	0.180	1.310	0.240	0.530	0.100	0.030	0.000	0.000	0.199
78-79	0.000	0.000	0.000	0.010	0.020	0.130	0.670	2.650	0.220	0.030	0.000	0.000	0.311
79-80	0.000	0.000	0.010	0.000	0.000	0.000	0.080	0.030	0.010	0.000	0.000	0.000	0.011
80-81	0.000	0.000	0.000	0.860	0.890	1.510	0.570	0.300	0.070	0.010	0.000	0.000	0.351
81-82	0.000	0.000	0.000	0.020	0.170	0.720	1.080	0.570	0.180	0.020	0.000	0.000	0.230
82-83	0.000	0.050	1.060	1.360	0.840	0.280	0.380	0.140	0.030	0.000	0.000	0.000	0.345
83-84	0.000	0.000	0.533	0.337	2.485	5.804	2.082	0.388	0.166	0.019	0.000	0.000	0.985
84-85	0.000	0.444	0.047	3.502	3.497	1.057	1.986	0.442	0.186	0.030	0.000	0.000	0.933
85-86	0.000	0.000	0.000	0.000	0.081	0.101	0.486	0.110	0.023	0.003	0.000	0.000	0.067
86-87	0.000	0.096	0.787	2.352	1.449	4.251	3.279	2.686	0.293	0.066	0.004	0.000	1.272
87-88	0.000	0.000	0.000	0.000	0.003	0.008	0.029	0.003	0.000	0.011	0.000	0.000	0.004
88-89	0.000	0.000	0.000	0.827	0.103	0.302	0.141	0.076	0.017	0.002	0.000	0.000	0.122
89-90	0.000	0.008	0.003	0.138	1.117	0.189	0.059	0.027	0.025	0.001	0.000	0.000	0.131
90-91	0.000	0.000	0.020	1.782	1.293	1.716	2.709	1.538	0.111	0.039	0.013	0.004	0.769
91-92	0.026	0.020	0.030	0.013	0.022	0.152	0.295	1.938	0.840	0.161	0.048	0.017	0.297
92-93	0.007	0.015	2.192	1.870	2.343	0.279	0.324	0.157	0.383	0.047	0.000	0.012	0.636
93-94	0.011	0.013	0.018	0.224	0.604	1.628	0.296	0.172	0.053	0.006	0.000	0.000	0.252
94-95	0.000	0.009	0.027	0.107	4.424	0.229	1.139	0.190	0.052	0.016	0.000	0.004	0.516
95-96	0.015	0.026	0.022	0.078	0.258	2.870	1.919	1.547	1.103	0.116	0.019	0.017	0.666
96-97	0.002	0.004	0.004	0.006	0.107	0.062	0.071	0.012	0.002	0.000	0.000	0.000	0.022
97-98	0.020	0.057	0.310	0.623	1.196	1.325	1.005	0.678	0.198	0.037	0.005	0.003	0.455
98-99	0.036	0.003	1.271	0.646	1.275	3.310	0.447	0.593	0.158	0.005	0.003	0.008	0.646
99-00	0.008	0.010	0.018	0.201	0.262	0.102	0.052	0.022	1.325	0.086	0.008	0.005	0.175
00-01	0.000	0.068	0.013	0.023	0.625	0.945	0.112	0.104	0.042	0.000	0.000	0.000	0.161
01-02	0.000	0.000	0.000	0.007	0.008	0.033	0.007	0.010	0.000	0.000	0.000	0.000	0.005
02-03	0.000	0.005	0.616	2.467	6.540	3.402	0.875	4.105	0.176	0.021	0.000	0.000	1.517
03-04	0.062	0.019	0.036	0.885	3.167	0.434	0.188	0.467	0.242	0.334	0.036	0.016	0.490
04-05	0.013	0.010	0.970	2.031	2.593	4.696	2.114	2.472	0.076	0.004	0.001	0.002	1.248
05-06	0.002	0.002	0.003	0.552	1.798	3.282	1.195	0.176	0.184	0.009	0.002	0.000	0.600
06-07	0.007	0.010	0.013	0.177	0.051	0.090	2.837	1.024	0.168	0.042	0.011	0.017	0.371
07-08	0.018	0.025	0.048	0.192	0.108	0.061	0.168	0.833	0.044	0.006	0.003	0.005	0.126
08-09	0.013	0.011	0.027	0.026	0.728	1.966	1.195	1.604	1.098	0.084	0.014	0.020	0.566
09-10	0.306	0.149	0.211	0.159	0.871	0.476	0.600	0.181	0.083	0.032	0.008	0.007	0.257
10-11	0.006	0.041	2.075	0.292	0.177	2.541	2.166	0.484	0.146	0.051	0.010	0.008	0.666
11-12	0.007	0.162	0.083	0.550	0.546	4.785	4.195	0.432	0.085	0.014	0.007	0.007	0.906
Moyenne	0.020	0.057	0.310	0.623	1.196	1.325	1.005	0.678	0.198	0.037	0.005	0.003	0.455

Tableau 4 : Série des débits max journalier en m³/s (station Ain Berda)

Année	Q _{max,j} (m ³ /s)
1964	68,2
1965	62,5
1966	26,12
1967	5,44
1968	62,1
1969	13,61
1970	115,6
1971	56,5
1972	47,6
1973	137,2
1974	3,9
1975	22,95
1976	14,69
1977	102,4
1978	43,1
1979	93,5
1980	4,93
1981	32,5
1982	21,2
1983	63,5
1984	173
1985	80
1986	9,33
1987	71,87
1988	3,79
1989	52,55
1990	24,45
1991	61,35
1992	32,5
1993	178
1994	19,12
1995	109
1996	146,1
1997	4,08
1999	44,95
2000	78,6
2001	22
2002	1,92
2003	145
2004	71,6
2005	135
2006	145
2007	58,5
2008	24,8
2009	26,55
2010	14,48
2011	49,7
2012	103,5

Annexe II

Tableau 5 : Test de Wilcoxon

x	y	xuy	xuy classé	rang
33	52,5	33	18,5	1
41	40,5	41	24	2
18,5	111	18,5	33	3
78	37	78	36,5	4
45	36,5	45	37	5
54	104,5	54	38	6
71,5	76,5	71,5	40,5	7
93	46,5	93	41	8
42,5	46	42,5	41,5	9
51,5	71	51,5	42,5	10
38	51	38	45	11
24	47,5	24	46	12
	58	52,5	46,5	13
	57,5	40,5	47,5	14
	101	111	51	15
	41,5	37	51,5	16
		36,5	52,5	17
		104,5	54	18
		76,5	57,5	19
		46,5	58	20
		46	71	21
		71	71,5	22
		51	76,5	23
		47,5	78	24
		58	93	25
		57,5	101	26
		101	104,5	27
		41,5	111	28

Tableau 6 : Table de χ^2 théorique

$\alpha \backslash \gamma$	0.9	0.5	0.3	0.2	0.1	0.05	0.02	0.01	0.001
1	0.016	0.455	1.074	1.642	2.705	3.841	5.412	6.635	10.827
2	0.211	1.386	2.408	3.219	4.605	5.991	7.824	9.210	13.815
3	0.584	2.366	3.665	4.642	6.251	7.815	9.837	11.345	16.266
4	1.064	3.357	4.878	5.989	7.779	9.488	11.668	13.277	18.467
5	1.610	4.351	6.064	7.289	9.236	11.070	13.388	15.086	20.515
6	2.204	5.348	7.231	8.558	10.645	12.592	15.033	16.812	22.457
7	2.833	6.346	8.383	9.83	12.017	14.067	16.622	18.475	24.322
8	3.490	7.344	9.524	11.030	13.362	15.507	18.168	20.090	26.125
9	4.168	8.343	10.656	12.242	14.684	16.919	19.679	21.666	27.877

Tableau 7 : Résultat de calcul de la composante interannuelle

n	n^{0,5}	cv	cs	fp	kp	Zp
1	1,0000	0,4300	0,8600	-1,1700	0,4969	0,4031
2	1,4142	0,3041	0,6081	-1,2000	0,6351	0,5297
3	1,7321	0,2483	0,4965	-1,2200	0,6971	0,6086
4	2,0000	0,2150	0,4300	-1,2300	0,7356	0,6578
5	2,2361	0,1923	0,3846	-1,2400	0,7615	0,6923
6	2,4495	0,1755	0,3511	-1,2400	0,7823	0,7061
7	2,6458	0,1625	0,3250	-1,2400	0,7985	0,7107
8	2,8284	0,1520	0,3041	-1,2400	0,8115	0,7081
9	3,0000	0,1433	0,2867	-1,2600	0,8194	0,7254
10	3,1623	0,1360	0,2720	-1,2600	0,8287	0,7133
11	3,3166	0,1296	0,2593	-1,2600	0,8366	0,6969
12	3,4641	0,1241	0,2483	-1,2600	0,8436	0,6769
13	3,6056	0,1193	0,2385	-1,2600	0,8497	0,6535
14	3,7417	0,1149	0,2298	-1,2600	0,8552	0,6272
15	3,8730	0,1110	0,2221	-1,2600	0,8601	0,5984
16	4,0000	0,1075	0,2150	-1,2600	0,8646	0,5672
17	4,1231	0,1043	0,2086	-1,2600	0,8686	0,5339
18	4,2426	0,1014	0,2027	-1,2600	0,8723	0,4987
19	4,3589	0,0986	0,1973	-1,2700	0,8747	0,4804
20	4,4721	0,0962	0,1923	-1,2700	0,8779	0,4422
21	4,5826	0,0938	0,1877	-1,2700	0,8808	0,4025
22	4,6904	0,0917	0,1834	-1,2700	0,8836	0,3614
23	4,7958	0,0897	0,1793	-1,2700	0,8861	0,3190
24	4,8990	0,0878	0,1755	-1,2700	0,8885	0,2753
25	5,0000	0,0860	0,1720	-1,2700	0,8908	0,2305
26	5,0990	0,0843	0,1687	-1,2700	0,8929	0,1846
27	5,1962	0,0828	0,1655	-1,2700	0,8949	0,1376
28	5,2915	0,0813	0,1625	-1,2700	0,8968	0,0897
29	5,3852	0,0798	0,1597	-1,2700	0,8986	0,0408
30	5,4772	0,0785	0,1570	-1,2700	0,9003	0,0089

Annexe III

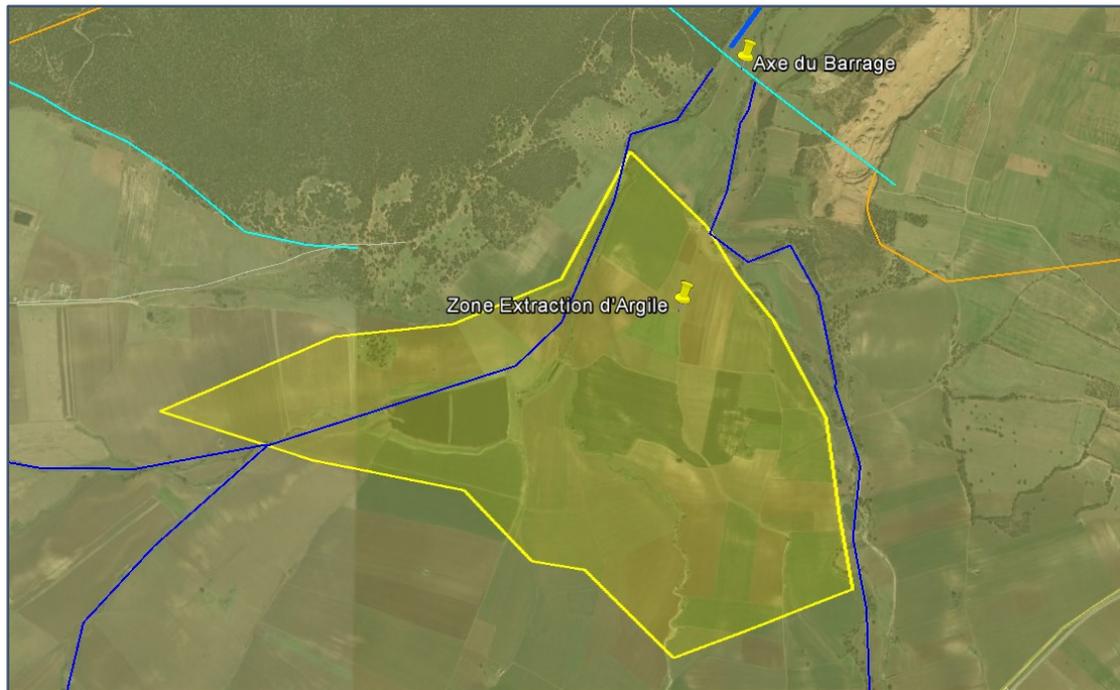


Figure 2 : Zone approximative d'extraction des argiles (calcul de volume disponible)

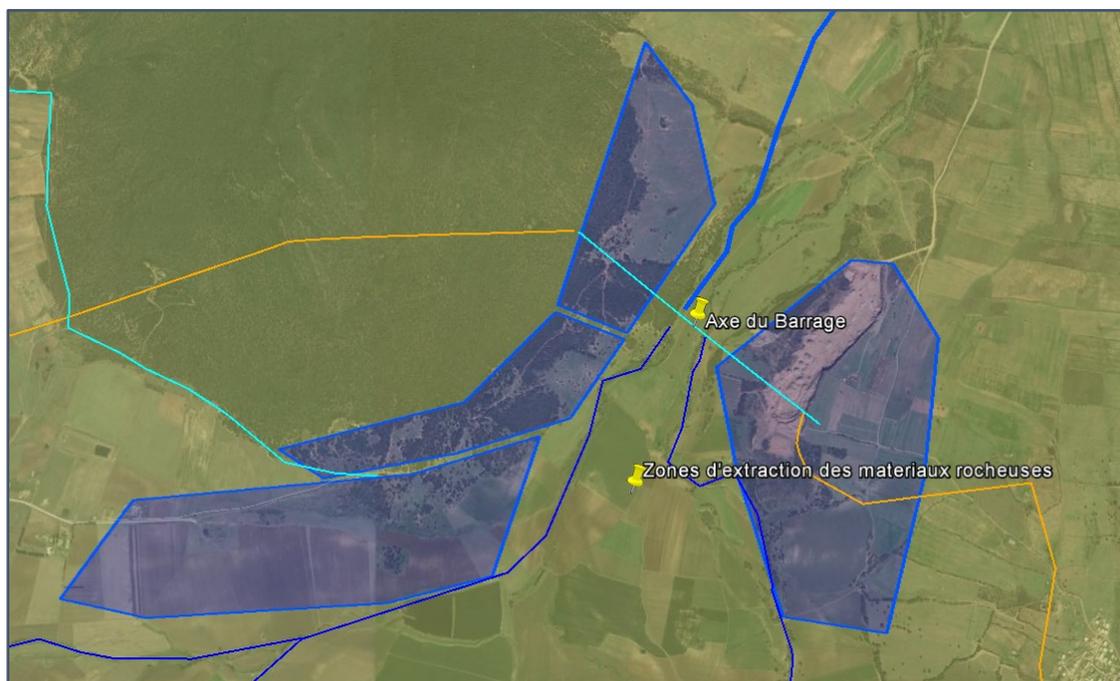


Figure 3 : Surfaces retenues au droit des rives gauches et droites pour l'extraction des matériaux rocheux et alluvions (calcul de volume disponible).