



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
CHEBABTA (W. OUM EL BOUAGHI)**

**Présenté par :
DIB Meriem**

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
BENLAOUKLI Bachir	M.C.A	Président
ZAIBAK Issam	M.A.A	Examineur
BENSALAH Mohamed Draid	M.C.B	Examineur
HADJ SADOK Ahmed	M.C.A	Promoteur

Session Novembre 2020

REMERCIEMENTS

Je remercie ALLAH, le tout puissant, de m'avoir donnée la force de réaliser ce modeste travail à terme.

﴿الْحَمْدُ لِلَّهِ الَّذِي بِنِعْمَتِهِ تَتِمُّ الصَّالِحَاتُ﴾

La réalisation de ce mémoire a été possible grâce au dévouement de plusieurs personnes à qui je voudrais témoigner toute ma gratitude.

Je voudrais dans un premier temps remercier, mon directeur de mémoire A. HADJ SADOK, pour sa patience, sa disponibilité et surtout ses judicieux conseils, qui ont contribué à alimenter ma réflexion.

J'adresse mes sincères remerciements à tous les enseignants et à toute l'équipe pédagogique de l'Ecole Nationale Supérieure d'Hydraulique, qui m'ont fourni les outils nécessaires à la réussite de mes études universitaires. Je remercie aussi tout le personnel et les ingénieurs de l'Agence Nationale des Barrages et Transferts, qui ont mis à ma disposition tout le nécessaire afin de réaliser ce travail.

Je remercie vivement Monsieur le président et les membres du jury qui nous feront l'honneur d'examiner ce travail.

Je tiens à exprimer ma reconnaissance et toute ma gratitude envers ma famille et mes amis pour leurs encouragements et leur soutien inconditionnel et infailible.

Meriem DIB...

DEDICACES

A ma famille ;

A mes amis ;

*A tous ceux qui m'ont aidée de près ou de loin tout au long
de mon parcours ;*

*A tous les étudiants avides de nouvelles expériences et de
nouvelles connaissances, même en traversant des moments
difficiles.*

*Aux étudiants de l'ENSH en particulier, le meilleur est à
venir.*

*« L'enseignement devrait être ainsi : celui qui le reçoit le
recueille comme un don inestimable mais jamais comme
une contrainte pénible. » Albert Einstein (1879 - 1955)*

Meriem DIB...

ملخص

لغرض الحشد والحفاظ على ملايين الأمتار المكعبة من المياه عبر كامل الإقليم الجزائري، لا تزال الوكالة الوطنية للسدود والتحويلات تخطط لإنشاء المزيد من السدود والحواجز المائية، من أجل استغلال هذه المياه لتطوير القطاع الزراعي وتعزيز التزويد بالمياه الصالحة للشرب.

تعتبر المنشآت الملحقة في السدود ذات أهمية خاصة، لذلك يجب القيام بدراسات معمقة لهذه المنشآت من حيث تقدير أبعادها الهندسية والاختيار الأمثل لموقعها. وهذا ما تناولنا في هذه المذكرة بالنسبة لسد شبابطة على وادي مسكيانة بولاية أم البواقي.

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

Résumé

Dans le but de mobiliser et préserver des millions de mètre cubes d'eau à travers le territoire Algérien, l'ANBT projette de réaliser en permanence d'avantages de barrages et de retenue collinaire, dans le but d'exploiter cette eau afin de développer le secteur agricole et de renforcer l'alimentation en eau potable.

Les ouvrages annexes d'un barrage sont d'une importance particulière. L'étude pour le choix et le dimensionnement de ces derniers, mérite donc d'être approfondie. C'est justement l'objet ce mémoire, qui traite l'étude des ouvrages annexes du barrage de Chebabta sur l'oued de Meskiana, dans la Wilaya de Oum El Bouaghi.

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

Abstract

In order to mobilize and preserve millions of cubic meters of water across the Algerian territory, the ANBT plans continuously to create more dams in order to exploit this water for the development of the agricultural sector and enhance drinking water supply.

The auxiliary constructions make a very important part of a dam. However, the survey, the choice, and the dimensionality of the storage structure need to be deepened. This is precisely the subject of this thesis, which concerns the study of the auxiliary constructions of Chebabta dam on the Meskiana wadi, in the Wilaya of Oum El Bouaghi.

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 PRESENTATION DU PROJET.....	3
I.1.1 Objectif du barrage.....	3
I.1.2 Localisation de l'ouvrage	3
I.2 ETUDE TOPOGRAPHIQUE.....	4
I.3 ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE	5
I.3.1 Géomorphologie du site	6
I.3.2 Géologie du site.....	8
I.3.3 Hydrogéologie	8
I.3.4 Travaux de reconnaissance.....	10
I.3.5 Matériaux de construction.....	12
I.3.6 Zonage géologique	13
I.4 QUALITE DE L'EAU	14
I.5 SISMICITE.....	15
I.6 CONDITIONS HYDROLOGIQUE.....	16
I.6.1 Caractéristiques météorologique et climatique	16
I.6.1.1 Evaporation	16
I.6.1.2 Précipitation	17
I.6.2 Etude hydrologique	17
I.6.2.1 Morphologie du bassin versant	17
I.6.2.2 Apports	17
I.6.2.3 Envasement	17
I.6.2.4 Crues du projet	18
I.6.3 Régularisation.....	18
I.7 CONCEPTIONS DU BARRAGE ET OUVRAGES ANNEXES	19
I.7.1 Digue	19
I.7.2 Evacuateur de crue	21
I.7.3 Dérivation provisoire.....	21
I.7.4 Prise d'eau	22
I.7.5 Vidange de fond	22
I.7.6 Murs de soutènement	23

I.7.7 Murs bajoyers	23
I.8 AUSCULTATION DU BARRAGE.....	23
Conclusion	24

CHAPITRE II : Etude hydrologique

Introduction	26
II.1 LE BASSIN VERSANT	26
II.1.1 Caractéristiques géométriques	27
II.1.2 Caractéristiques de forme (hydrogéomorphologique)	27
II.1.3 Hypsométrie du bassin versant	29
II.1.3.1 Répartition et courbe hypsométrique	29
II.1.3.2 Altitudes caractéristiques du bassin	31
II.1.3.3 Les indices	31
II.1.4 Caractéristiques hydrographiques (Le réseau d'écoulement)	33
II.1.5 Caractéristiques climatiques	37
II.2 ETUDE DES PRECIPITATIONS	42
II.2.1 Ajustement des précipitations	43
II.2.1.1 Test d'homogénéité.....	44
II.2.1.2 Choix de l'ajustement	44
II.2.2 Pluies de courtes durées et leurs intensités à différentes fréquences	49
II.3 ETUDE DES APPORTS	55
II.3.1 L'apport moyen interannuel A_0	55
II.3.2 Caractéristiques de l'écoulement	56
II.3.3 Les apports fréquentiels	57
II.4 ETUDE DES APPORTS SOLIDES.....	59
II.4.1 Apport solide en suspension	59
II.4.2 Estimation du volume mort.....	61
II.4.3 Apport solide par charriage.....	62
II.5 ETUDE DES CRUES	62
II.5.1 Hydrogramme de crue (méthode de Sokolovsky)	63
II.5.2 Choix de la crue de projet	64
II.5.3 Choix de la crue de chantier.....	65
II.6 REGULARISATION	66
II.6.1 Répartition des apports et besoins.....	66
II.6.2 Courbes « Hauteure-Capacité-Surface ».....	67
II.6.3 Calcul du volume utile	69
II.6.4 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm^3).....	71
II.6.5 Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes en (Mm^3).....	72
II.6.6 Régularisation interannuelle	77
II.7 LAMINAGE DES CRUES	78
II.7.1 Méthode de Muskingum	78

II.8 ETUDE D’OPTIMISATION	93
II.8.1 Revanche.....	93
II.8.2 Calcul du tassement	94
II.8.3 Largeur en crête	94
II.8.4 Calcul des coûts	96
Conclusion	99

CHAPITRE III : Dérivation provisoire

Introduction	101
III.1 TYPES D’OUVRAGES DE DERIVATION PROVISOIRE	101
III.2 CHOIX DE LA CRUE DE DIMENSIONNEMENT	102
III.3 CANAL DE DERIVATION	102
III.4 GALERIE DE DERIVATION	104
II.4.1 Courbe de tarage	105
II.4.2 Laminage de crue de chantier	106
II.4.3 Etude d’optimisation.....	107
III.5 PORTAIL D’ENTREE	110
III.6 DISSIPATEUR D’ENERGIE	111
III.7 CANAL DE RESTITUTION	113
III.8 CONSTRUCTION DU BATARDEAU	115
Conclusion	115

CHAPITRE IV : Vidange de fond

Introduction	117
IV.1 RÔLE DE LA VIDANGE DE FOND	117
IV.2 TYPE D’OUVRAGE DE VIDANGE	118
IV.3 CHOIX ET RECOMMANDATION DE TYPE DE VIDANGE	118
IV.4 CALCUL HYDRAULIQUE DE LA CONDUITE DE VIDANGE	120
IV.4.1 Débit de vidange de fond.....	120
IV.4.2 Section de la conduite de vidange de fond et son diamètre.....	121
IV.4.3 Temps réel de la vidange du barrage.....	122
IV.4.4 Vitesse d’abaissement dans la retenue	123
Conclusion	123

CHAPITRE V : Prise d’eau

Introduction	125
V.1 TYPES DE PRISE D’EAU	126
V.1.1 Ouvrage de prise à but agricole	126
V.1.2 Ouvrage de prise pour l’adduction d’eau.....	127
V.1.3 Ouvrage de prise à but pastoral	127
V.1.4 Emplacements possibles de la prise d’eau.....	127
V.2 CHOIX DE TYPE DE PRISE	128
V.3 CALCUL HYDRAULIQUE DE LA CONDUITE DE PRISE D’EAU	128

V.3.1 Calcul du débit maximum.....	128
V.3.2 Section de la conduite de prise d'eau et son diamètre	129
V.3.3 Vitesse de l'eau dans la conduite.....	130
Conclusion	130

CHAPITRE VI : Organisation de chantier

Introduction	131
VI.1 TRAVAUX DE REPARATIONS ET INSTALLATION DU CHANTIER.....	131
VI.1.1 Installations destinées aux personnels.....	131
VI.1.2 Installations destinées au stockage des matériaux.....	132
VI.1.3 Installations destinées à la réparation des engins	132
VI.1.4 Installations destinées pour la préfabrication	132
VI.2 MOYENS DES TRAVAUX DE CHANTIER	132
VI.2.1 Moyens humains.....	132
VI.2.2 Moyens matériels	133
VI.3 CONSTITUANTS DU BARRAGE CENTRAL.....	133
VI.4 PROGRAMME DES TRAVAUX	135
VI.4.1 Phase n°1 : de janvier de l'année 1 à fin mai de l'année 2 (17 mois)	135
VI.4.2 Phase n°2 : de juin de l'année 2 à novembre de l'année 4 (30 mois).....	136
VI.4.3 Phase n°3 : de décembre à mai de l'année 5 (6 mois).....	137
VI.5 PLANIFICATION	137
VI.5.1 Attribution des durées de chaque opération	137
VI.5.2 Symboles des différentes opérations	138
VI.5.2.1 Méthode basée sur le réseau.....	139
VI.5.2.2 Planification avec la méthode du tableau	141
VI.5.2.3 Planification avec la méthode de GANTT	141
Conclusion	142

CHAPITRE VII : Protection et sécurité au travail

Introduction	144
VII.1 ACCIDENT DU TRAVAIL.....	144
VII.1.1 Causes des accidents du travail.....	145
VII.1.2 Les conditions et actions dangereuses dans un chantier	146
VII.2 MOYENS DE PREVENTION ET DE PROTECTION.....	146
VII.2.1 Démarches de prévention.....	146
VII.2.2 Evaluation des risques.....	147
VII.2.3 Protection collective.....	147
VII.2.4 Protection individuelle	148
VII.3 ROLE DU DELEGUEE A LA SECURITE AU TRAVAIL.....	149
Conclusion	149

CONCLUSION GENERALE.....	150
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	viii
ANNEXES.....	ix

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I. 1 : Niveau de la nappe.....	9
Tableau I. 2 : Résultats essais Lugeon – Faisabilité.	10
Tableau I. 3 : Principales caractéristiques des sondages carottés de la faisabilité.	10
Tableau I. 4 : Caractéristiques physiques et mécanique - Rocher de fondation.	11
Tableau I. 5 : Caractéristique physique et mécanique - Zone d'emprunt.....	11
Tableau I. 6 : Caractéristique physique et mécanique – Carrière.	12
Tableau I. 7 : Agents agressifs dans l'eau.....	15
Tableau I. 8 : Résumé de l'activité sismique dans la zone d'étude.	16
Tableau I. 9 : Résumé des données climatiques mensuelles (Station de Tébessa).	16
Tableau I. 10 : Valeurs moyennes mensuelles de l'évapotranspiration.	16
Tableau I. 11 : Stations pluviométrique dans la zone d'étude.	17
Tableau I. 12 : Répartition mensuelle des apports.	17
Tableau I. 13 : Crues de projet.....	18
Tableau I. 14 : Modulation mensuelle des besoins.	18
Tableau II. 1 : Coordonnées de la courbe hypsométrique (ArcGIS).	29
Tableau II. 2 : Tableau récapitulatif des altitudes caractéristiques.....	31
Tableau II. 3 : Classification du relief.	31
Tableau II. 4 : Classification O.R.S.T.O.M (type de relief)	32
Tableau II. 5 : Mesure des longueurs des courbes de niveaux (ArcGIS).	33
Tableau II. 6 : Longueur de cours d'eau principale en chaque altitude (ArcGIS).....	35
Tableau II. 7 : Tableau récapitulatif des caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant.....	37
Tableau II. 8 : Température mensuelle - Station de Tébessa.....	38
Tableau II. 9 : Humidité relative de l'air - Station de Tébessa.	39
Tableau II. 10 : Nombre de jours de gelée blanche – Station de Tébessa.	39
Tableau II. 11 : Nombre de jours de Sirocco – station de Tébessa.....	40
Tableau II. 12 : Vitesse du vent - Station de Tébessa.....	40
Tableau II. 13 : Nombre moyen de jours d'orage.....	40
Tableau II. 14 : Evaporation sur plan d'eau - répartition mensuelle à Foum El Gueiss. ...	41
Tableau II. 15 : Stations pluviométriques dans la zone d'étude.....	42
Tableau II. 16 : Répartition mensuelle de la pluie annuelle.	42
Tableau II. 17 : Caractéristiques statistiques de la série de pluie utilisée.....	43
Tableau II. 18 : Résultat du test de Wilcoxon.....	44
Tableau II. 19 : Résultat de l'ajustement à la loi de Gausse.....	45
Tableau II. 20 : Résultat de l'ajustement à la loi de Galton.....	47
Tableau II. 21 : Résultat de l'ajustement à la loi de Gumbel.....	48
Tableau II. 22 : Test d'adéquation (test du Khi carré) (HYFRAN).....	49
Tableau II. 23 : Pluies maximales fréquentielles.....	50
Tableau II. 24 : Pluie de courtes durées et l'intensité de différentes fréquences.	51
Tableau II. 25 : Station hydrométrique de la zone d'étude.....	55
Tableau II. 26 : Répartition mensuelle de l'apport moyen de la station de l'Aouinet.	55
Tableau II. 27 : Répartition mensuelle de l'apport moyen du site.	55
Tableau II. 28 : Résultat de l'ajustement à la loi de Gumbel (pour A_0).	57
Tableau II. 29 : Comparaison des caractéristiques (Pour A_0).....	58
Tableau II. 30 : Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80% de la station de l'Aouinet.	58

Tableau II. 31 : Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80% du site.	58
Tableau II. 32 : Tableau récapitulatif des résultats de l'apport solide.	62
Tableau II. 33 : Débits fréquentiels calculés (Ajustement à la loi de Gumbel).	63
Tableau II. 34 : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue δ (Touaibia, 2004).	64
Tableau II. 35 : Crue de projet recommandée par le Comité Australien des Grands Barrages (ANCOLD, 1986).	64
Tableau II. 36 : Répartition mensuelle de l'apport 80%.	66
Tableau II. 37 : Répartition mensuelle des besoins en eau.	67
Tableau II. 38 : Caractéristiques topographiques de la retenue.	68
Tableau II. 39 : Représentation de la période à bonne hydraulité.	69
Tableau II. 40 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes.	71
Tableau II. 41 : Valeurs du coefficient δ .	72
Tableau II. 42 : Les volumes des pertes dans la retenue.	73
Tableau II. 43 : Récapitulatif pour calculer V_u (en tenant compte des pertes).	73
Tableau II. 44 : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes.	74
Tableau II. 45 : Les volumes des pertes dans la retenue (2 ^{ème} approximation).	75
Tableau II. 46 : Récapitulatif pour calculer V_u (en tenant compte des pertes, 2 ^{ème} approximation).	75
Tableau II. 47 : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes (2 ^{ème} approximation).	76
Tableau II. 48 : Tableau de Radkovitch $r = f(M0)$.	77
Tableau II. 49 : Représente les côtes, les surfaces correspondantes.	80
Tableau II. 50 : Récapitulatif des hauteurs déversantes pour chaque largeur.	81
Tableau II. 51 : Caractéristiques de la retenue (B = 20 m).	82
Tableau II. 52 : Résultat des débits laminés pour une largeur de déversoir (B = 20 m).	83
Tableau II. 53 : Hydrogramme d'entrée et les hydrogrammes de sorties des différentes largeurs déversantes.	87
Tableau II. 54 : Variation de la côte de la crête en fonction de la charge déversant.	95
Tableau II. 55 : Variation du coût total du barrage (calcul d'optimisation).	98
Tableau II. 56 : Tableau récapitulatif des caractéristiques du barrage.	99
Tableau III. 1 : Calcul des tirants d'eau en fonction des largeurs.	103
Tableau III. 2 : Niveau de l'eau en fonction du débit dans le lit de l'oued.	105
Tableau III. 3 : Coefficient de débit pour différents diamètres.	106
Tableau III. 4 : Résultat de calcul : $hdév = f(T)$.	106
Tableau III. 5 : Résultat de calcul : $Q = f(D)$.	107
Tableau III. 6 : Résultat du laminage de la crue de chantier.	107
Tableau III. 7 : Tableau Paramètres de calcul d'optimisation.	108
Tableau IV. 1 : Type de vidange de fond en fonction de $H^2\sqrt{V}$ (Degoutte, 2002).	120
Tableau IV. 2 : Calcul du temps de la vidange.	122
Tableau VI. 1 : Symboles des opérations.	138
Tableau VI. 2 : Chemin critique par la méthode du tableau.	141

LISTE DES FIGURES

Figure I. 1 : Extrait de la carte routière de la région du site de Chebabta.....	4
Figure I. 2 : Extrait des cartes géologiques existantes	7
Figure I. 3 : Division lithologique des alluvions	12
Figure I. 4 : Carte zonage sismique du territoire national-RPA99, (2003, modifiée).....	15
Figure II. 1 : Le rectangle équivalent.....	29
Figure II. 2 : Carte hypsométrique du bassin versant de Chebabta.....	30
Figure II. 3 : Courbe hypsométrique du bassin versant de Chebabta	30
Figure II. 4 : Représentation du réseau hydrographique du bassin avec classification de Schum (1957)	34
Figure II. 5 : Profil en long du cours d'eau principal.....	36
Figure II. 6 : Evolution des températures à la station de Tébessa.....	38
Figure II. 7 : Variation mensuelle de l'humidité relative de l'air - Station de Tébessa	39
Figure II. 8 : Evolution de la vitesse mensuelle moyenne du vent - station de Tébessa....	40
Figure II. 9 : Evolution du nombre de jours d'orage	41
Figure II. 10 : Evolution mensuelle de l'évaporation sur plan d'eau - Barrage Chebabta..	42
Figure II. 11 : Répartition mensuelle de la pluie annuelle	43
Figure II. 12 : Ajustement à la loi de Gausse	46
Figure II. 13 : Ajustement à la loi de Galton	47
Figure II. 14 : Ajustement à la loi de Gumbel	49
Figure II. 15 : Courbes des pluies de courte durée.....	53
Figure II. 16 : Courbes des intensités fréquentielles (I.D.F).....	54
Figure II. 17 : Répartition mensuelle de l'apport moyen du site	56
Figure II. 18 : Ajustement à la loi de Gumbel (pour A_0)	57
Figure II. 19 : Répartition mensuelle des apports 80% du site	59
Figure II. 20 : Hydrogramme de la crue de projet	65
Figure II. 21 : Hydrogramme de la crue de chantier.....	66
Figure II. 22 : Répartition des apports et des besoins	70
Figure II. 23 : Courbe $S = f(V)$	72
Figure II. 24 : Modélisation de la courbe Hauteur-Surface	80
Figure II. 25 : Courbe caractéristique de la cuvette ($B = 20$ m).....	82
Figure II. 26 : Hydrogramme d'entrée et de sortie ($B = 20$ m).....	86
Figure II. 27 : Hydrogramme de crue pour les différentes largeurs.....	92
Figure II. 28 : Coursier en marche d'escalier sur le parement aval du déversoir	97
Figure II. 29 : La courbe d'optimisations des coûts.....	98
Figure III. 1 : Courbe de tarage.....	105
Figure III. 2 : Coupe longitudinale de la galerie de dérivation.....	105
Figure III. 3 : Courbe d'optimisation des coûts (ouvrages de dérivation).....	110
Figure III. 4 : Bassin de dissipation type USBR III.....	112
Figure VI. 1 : Réseau à nœud pour la réalisation des travaux du barrage de Chebabta...	140
Figure VII. 1 : Equipements de protection collective à avoir sur un chantier	148
Figure VII. 2 : Pictogrammes d'obligation du port des EPI dans un chantier	149

LISTE DES PLANCHES

Planche 1/5 : Plan de l'aménagement du site.

Planche 2/5 : Dérivation provisoire.

Planche 3/5 : Vidange de fond et Prise d'eau.

Planche 4/5 : Evacuateur de crue.

Planche 5/5 : Diagramme de GANTT.

INTRODUCTION GENERALE

L'eau est un élément indispensable à la vie, sans elle il n'y aurait aucune vie possible sur terre, c'est pour cela que depuis longtemps l'homme cherche à développer des moyens pour protéger et mobiliser cette source précieuse. De plus, l'enrichissement d'une région, qu'elle soit urbaine ou rurale, est étroitement lié au développement du secteur hydraulique.

En Algérie, la construction des barrages a connu ces dernières années une forte croissance, qui est due essentiellement à la forte croissance démographique. Le gouvernement s'est fixé comme objectif la réception de plus de 80 barrages durant les vingt dernières années. Dans le cadre du programme sectoriel d'investissement dans le secteur hydraulique, la wilaya d'Oum El Bouaghi a bénéficié de divers projets, visant l'amélioration de l'AEP et du développement du secteur agricole. Parmi ces projets, on cite la réalisation du barrage de Chebabta dans la commune de Meskiana. Une fois achevé, cet aménagement aura pour mission de récupérer d'importantes quantités d'eau de pluie qui se déversent et se perdent en territoire tunisien pour les utiliser dans l'irrigation des terres agricoles et renforcer l'alimentation en eau potable de la région de Meskiana et la zone limitrophe de la wilaya de Tébessa. Pour rappel, le barrage, sera alimenté en eau par les oueds affluents à Chebabta en l'occurrence les oueds Meskiana et Chabro, tributaires de l'oued Mellegue, lui-même affluent de l'oued Medjerda qui se jette dans la Méditerranée non loin de Tunis.

L'objectif de notre travail est l'étude des ouvrages annexes du barrage de Chebabta dans la Wilaya de Oum El Bouaghi. Cela se fera à travers sept chapitres.

D'abord, une synthèse de l'étude de faisabilité, qui a été réalisée par le groupement d'études Stucky & Bonnard-Gardel. Cette synthèse s'appuiera sur l'étude topographique, géologique, géotechnique et sismique, permettant de localiser avec précision le site favorable de la retenue. On présentera aussi une description globale de notre projet.

Ensuite, l'étude hydrologique, cette dernière consiste en la détermination des conditions actuelles qui caractérisent la zone de l'aménagement, à savoir, le calcul des caractéristiques morphologique du bassin versant et celle du réseau hydrographique, les données climatiques et pluviométriques, l'apport moyen annuel et les apports des différentes fréquences, les débits maximums et les apports solides. Le bon dimensionnement d'un barrage est basé sur une étude hydrologique efficace, à la fin de ce chapitre, en pourra en l'occurrence choisir la largeur optimale de notre déversoir.

La deuxième partie de ce mémoire traitera à travers trois 03 chapitres au tour de 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*

CHAPITRE I :**MEMOIRE DE SYNTHESE DE L'ETUDE DE FAISABILITE****Introduction**

L'Agence Nationale des Barrages et Transferts (ANBT) a confié au groupement Tractebel-Hydro Projet les études d'Avant-Projet détaillé du barrage de Chebabta dans la Wilaya d'Oum El Bouaghi. Le site du barrage de Chebabta a fait l'objet d'une étude de faisabilité antérieure en 2005, réalisée par le groupement d'études Stucky&Bonnard-Gardel.

Les travaux de reconnaissance géologiques, géotechniques et essai en laboratoire entrepris dans le cadre des études d'APD se sont déroulés sur le site entre les mois de septembre 2016 à septembre 2017.

Dans ce chapitre, nous exposerons le résumé des études préliminaires élaborées lors de l'étude de faisabilité avec une description générale de l'aménagement. Le présent mémoire de synthèse résume les résultats de l'étude hydrologique et de régularisation de la retenue, de l'étude topographique, de l'étude géologique et géotechnique. Les éléments principaux de ces études y sont extraits, résumés, présentés et développés ultérieurement.

I.1 PRESENTATION DU PROJET**I.1.1 Objectif du barrage**

L'aménagement de Chebabta a pour objectif principal la régularisation d'une partie des apports de l'oued Meskiana afin de fournir de l'eau pour la demande domestique et industrielle ainsi que pour la demande agricole.

Les différents ouvrages constituant l'ensemble du barrage doivent assurer les fonctions principales suivantes :

- Créer une retenue permettant de stocker et régulariser les apports annuels de l'oued Meskiana,
- Permettre le captage des eaux de la retenue en fonction de la demande en eau,
- Permettre le passage de la crue de projet de période de retour décennale.

I.1.2 Localisation de l'ouvrage

L'aménagement projeté se trouve dans la wilaya d'Oum El Bouaghi (partie Est de l'Algérie), à environ 10 km au nord-est de la ville de Meskiana et un peu plus de 200 km de la côte méditerranéenne.

Les coordonnées du site sont les suivantes (fuseau UTM 32S)

- X = 385 943.5 m
- Y = 3 953 061.9 m
- Z = 776.08 m

Le site est accessible à partir de la localité de Meskiana par la route nationale CW10 qui relie Meskiana à El Aouinet (Tébessa), la route de chemin de wilaya W20 permet d'accéder au site du barrage Chebabta situé à environ 9 km de cette localité.

L'oued Meskiana prend naissance au Nord des Monts du Nementcha dans la région de Khenchela et coule sur des hauts-plateaux en direction du Nord-est (voir extrait de carte ci-après). Le site du barrage est situé sur ces hauts-plateaux. Peu après, l'oued prend le nom de Mellegue et franchit la frontière avec la Tunisie. Pendant son parcours tunisien, il prendra le nom d'oued Medjerda et ira finir sa course à la Méditerranée dans le golfe de Tunis.



Figure I. 1: Extrait de la carte routière de la région du site de Chebabta

I.2 ETUDE TOPOGRAPHIQUE

Des relevés topographiques ont été faits à grande échelle sur une surface suffisamment étendue, et pour compléter et affiner les connaissances topographiques, des mesure plus denses ont été effectuées sur des zone plus restreinte autour de l'axe du futur barrage

Dans un relief de hauts plateaux d'altitude moyenne de 810 m, le site du barrage occupe un relief assez plat et le verrou topographique est peu marqué.

La cuvette de l'oued Meskiana est vaste et peu profonde. Sa superficie peut être chiffrée à près de 28 km². Au droit de l'axe du futur barrage, une butte rocheuse montre des affleurements de calcaires et réduit légèrement la largeur de la vallée. Cependant, même à cet endroit, la vallée reste très large. On constate que le niveau du terrain en rive droite dépasse à peine la côte 810 m, limitant ainsi approximativement à ce niveau la crête du barrage.

L'ouvrage envisagé prend la forme d'un barrage mixte, avec en partie centrale un barrage en béton, et en rives, des ailes en remblais. Le linéaire de l'ouvrage est de l'ordre de 2 à 3 km. La hauteur maximale du barrage sur fondation est de l'ordre de 40 m.

I.3 ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE

Le site du projet de Chebabta est situé dans la zone Nord de l'Algérie. Cette zone de montagne est comprise entre le bassin méditerranéen et la flexure sud-atlasique qui la sépare de la plateforme saharienne.

Elle prend le nom de Maghrébides et étend sa structure faite de chevauchements et de nappes tectoniques depuis Gibraltar (Rif) jusqu'à la Sicile sur plus de 2000 km en passant par la zone du tell Algérois, Constantinois puis algéro-tunisien.

a. Stratigraphie

Dans le secteur du projet, la succession des terrains sédimentaires est discontinue, cela est dû soit à des lacunes de sédimentation ou peut être plus particulièrement aux mouvements tectoniques successifs qui mettent en contact des ensembles stratigraphiques disjoints. Ainsi, on trouve dans la zone de Meskiana la série suivante (du plus âgé au plus récent):

- Trias (-210 Ma): Composé d'argiles jaunes, de gypse gris bleu de dolomies sombres et de cargneules jaunes. N'affleure pas dans le secteur et n'impacte pas le projet.
- Aptien / Albien (-110, -100 Ma) : Marnes grises peu épaisses et calcaires et marnes noires.
- Albien et Cénomaniens inférieurs (-100, -95 Ma) : Représentées par des calcaires noirs en plaquettes renfermant de nombreuses bélemnites et des intercalations de marnes argileuses gris foncées à noires. Ces formations sont observées au Djebel Belkefif et à Mesloulou avec des épaisseurs très réduites (moins de 100m).

On trouve ensuite à l'échelle régionale les formations postérieures suivantes :

- Campanien : Marnes noires
- Maestrichtien : Calcaires noduleux avec nodules de silex blanchâtres
- Montien : Marnes gris verdâtres
- Thanétien-Yprésien : Alternance de calcaires micritiques et bio micritiques
- Tortonien- Langhien : Grés blancs
- Quaternaire : Limons gris et graviers, Croutes calcaires blanches, alluvions.

b. Tectonique

La zone étudiée pour le projet est située dans l'ensemble de l'Atlas Saharien. Les assises géologiques sont essentiellement des sédiments marins tertiaires qui recouvrent le substratum hercynien. Il s'agit de formations autochtones (non charriées) et qui ont été plissées selon une direction principale NE-SW lors de l'orogénèse alpine.

L'organisation structurale régionale et locale est le fruit de deux phases tectoniques successives :

- Une première phase produit des anticlinaux et synclinaux orientés selon l'axe NE-SW (plissement observé sur le site), avec diapirisme et failles associées (exemple dans la zone de carrière de Mesloulou).

- Postérieurement se sont mises en place des structures faillées sous forme de fossés d'effondrement selon une direction méridienne à NW-SE (fossé de Morsot par exemple), ces fossés n'affectent pas la zone du projet.

Dans cette région, on compte quatre phases tectoniques principales :

- Priabonienne à l'Eocène (-50 Ma) avec un métamorphisme régional
- Burdigalienne au Miocène inférieur (-25 Ma) induisant compression, mouvement des nappes et volcanisme dans la zone interne
- Tortonienne au Miocène supérieur (-5 Ma) avec paroxysme compressif, mise en place des nappes telliennes.
- Récente au quaternaire (moins de 1 Ma) avec la poursuite actuelle des plissements de direction Atlasique NE-SW et la sédimentation continentale.

I.3.1 Géomorphologie du site

L'oued Meskiana est un affluent de l'oued Mellègue lui-même tributaire de l'oued Medjarda dont l'embouchure est située en Tunisie.

Dans la zone d'étude, l'oued traverse une immense plaine située entre 760 et 900 mètres d'altitude, recouverte de dépôts quaternaires. Quelques chaînons avec de nombreux monticules calcaires comme le massif de Mesloula situé à une quinzaine de kilomètres du site rompent avec la monotonie du paysage.

Le lit de l'oued Meskiana a été creusé dans cette vaste plaine d'aspect semi-désertique, dans les formations du Crétacé recouvertes par un quaternaire peu épais.

La géomorphologie du site et de ses abords est marquée par :

- Un niveau de plateaux en périphérie de la vallée et du site au niveau de la cote 800-810m, plateaux armés par les croutes calcaires et les poudingues fortement entaillé par le réseau hydrographique de second ordre.
- Des longs versants peu pentus taillés dans les marnes (3 à 5 %) présentant localement le modelé de relief caractéristique des Bad lands.
- Un fond de vallée plat et large (150 à 300 m) encombré d'alluvions récentes au niveau de la cote 770 -780 m
- Un re-creusement des alluvions du fond d'oued sous la forme d'un réseau dendritique régressif très actif. Ce creusement peut atteindre 5 à 10 m de profondeur et définit un lit mineur de 30 m de large en moyenne. Cette érosion pénètre fréquemment le substratum marneux.
- Une longue ride calcaire qui recoupe la vallée de rive à rive et qui marque le verrou mis à profit pour le projet.

Au niveau du site du barrage le fond du lit se situe au niveau du toit affleurant (calcaires et marnes du Turonien et du Cénomani) avec des berges verticales laissant apparaître l'épaisseur des dépôts quaternaires.

Dans la cuvette de la future retenue, les affluents de l'oued Meskiana forment un réseau hydrographique chevelu, dont les cheminements sont influencés par la nature tendre des terrains drainés et la présence du substratum marneux imperméables.

La topographie de la cuvette est monotone avec des pentes de rives très douces. Au droit de l'axe retenu, la présence de bancs calcaires du Turonien en rive gauche et en rive droite offre le seul léger resserrement notable de la vallée et crée un « verrou » large de 3.5 km environ.

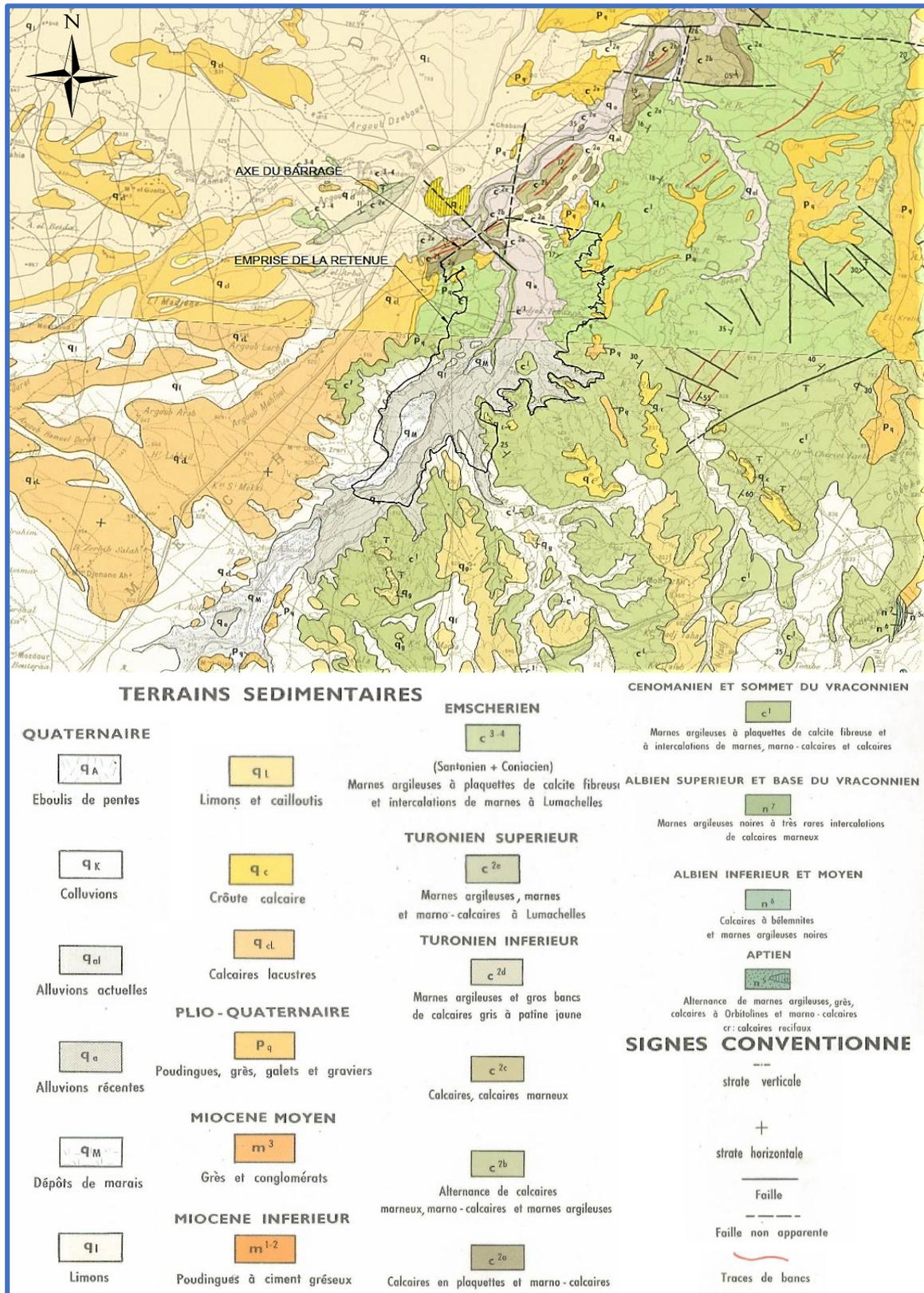


Figure I. 2 : Extrait des cartes géologiques existantes

I.3.2 Géologie du site

a. Réservoir

Le réservoir s'étend sur environ 5 km à l'amont du barrage. Il reste cantonné à la vallée principale de l'oued Meskiana sur en moyenne 2 km de largeur.

Les reconnaissances géologiques (puits, sondages et travaux géophysiques) confirment que des formations superficielles (alluvions et colluvions) recouvrent presque la totalité de la cuvette. L'épaisseur des terrasses alluvionnaires varie entre 5 à 9 m en fond de vallée jusqu'à moins de 2 m en rives.

L'étude de Monsieur Mr GOUAIDIA Layachi faite en 2008 s'est attachée à évaluer la perméabilité des formations géologiques de la structure anticlinale de l'oued Meskiana. Il a été montré qu'on est en présence d'un substratum effectivement très peu perméable donc non sujet aux fuites.

Enfin, l'étude de Mr GOUAIDIA indique aussi que les conditions aux limites dans le bassin versant de l'oued Meskiana. On remarque que l'exutoire de la nappe phréatique se situe exclusivement au niveau du site et que les bordures à flux nul sont situées à une côte supérieure à celle du réservoir. Le risque de fuite au large soit vers un exutoire topographique à une cote plus basse, soit vers un « siphon » hydrogéologique apparaît donc hautement improbable.

On conclut de ces éléments que la coupure au niveau du barrage est pertinente d'un point de vue hydrogéologique et que l'imperméabilisation de la fondation a un intérêt indiscutable compte tenu du fait que les calcaires perméables y sont rencontrés et que c'est le lieu d'exutoire hydrogéologique du bassin versant.

La zone du réservoir s'étend pour une grande partie sur la vallée alluviale de l'oued Maeskiana. Ces alluvions sont essentiellement constituées de matériaux fins (argiles, limons) et représentent un bon potentiel pour la source des matériaux de construction de la digue en remblais.

On rappelle que le réservoir s'étend essentiellement sur les marnes cénomaniennes qui contiennent une proportion significative en hydrocarbures (potentiel exploré par l'industrie pétrolière).

b. Axe du barrage

La section de l'axe concerné par l'ouvrage en béton s'étend sur environ 500 m de largeur à cheval sur le passage de l'oued. Elle a fait l'objet d'une attention particulière, les exigences vis-à-vis de la fondation étant plus élevées ici que sur les ailes en remblais.

Les investigations menées incluent sismique réfraction, carottages et essais d'eau, essais géotechniques in situ et en laboratoire, essais de perméabilité.

I.3.3 Hydrogéologie

La zone du site est dépourvue de réserve en eau souterraine de grande quantité. Les marnes en général sont imperméables et ne renferment qu'un aquifère très faible.

Les calcaires très fracturés sont plus propices à l'accumulation d'eau, cependant la piézométrie montre la présence d'un niveau statique peu puissant sans doute à cause de la faible épaisseur des couches calcaires.

L'essentiel des ressources en eau chez les habitants est assuré par citerne. En outre, l'eau des puits serait impropre à la consommation car trop chargée en sel minéraux.

Le tableau ci-après liste les niveaux de la nappe mesurés dans les sondages rééquipés en piézomètres. Les relevés ont été effectués à l'occasion de missions sur le site de Chebabta en 2016 (décembre), 2017 (mars, mai et juillet) et 2018 (février).

Tableau I. 1 : Niveau de la nappe.

Piézomètre	Cote TN (mNGA)	Niveau de la nappe (mNGA)					Niveau moyen (mNGA)
		Décembre 2016	Mars 2017	Mai 2017	28 Juillet 2017	25 Février 2018	
SC01	774.3	-	-	765.3	766.4	766.5	766.1
SC05	775.1	-	764.1	764.2	764.6	764.7	764.4
SC11	793.0	-	772.5	769.5	769.8	769.7	770.3
SC13	813.7	-	-	805.8	805.7	805.9	805.8
SC14	778.5	-	-	766.8	766.3	obstrué	766.6
SC15	789.0	-	-	779.5	779.5	779.3	779.4
SC17	806.9	-	786.4	784.9	783.8	782.9	784.5
SC18	805.7	-	-	789.2	789.2	789.2	789.2
SC19	801.2	-	-	795.0	795.1	794.0	794.7
SC20	810.8	-	-	799.3	798.8	798.5	798.9
S01	785.5	-	-	766.0	-	-	766.0
S02	774.5	-	-	767.0	-	-	767.0
S08	806.9	771.9	-	-	-	782.4	777.2
S07	797.3	787.3	-	-	788.3	788.2	787.9
S04	772.5	766.5	-	-	-	obstrué	766.5

Ces constatations confirment que la nappe phréatique est drainée par l'oued et corrobore l'étanchéité générale du site et de la cuvette.

Il est important de noter que lors des mesures du niveau phréatique des traces significatives d'hydrocarbures ont été rencontrées dans les forages. Cela est à mettre en rapport avec le caractère de roche mère des marnes Cénomaniennes qui renferment une quantité significative de kérogène immature sous forme d'huile (données issues de l'exploration pétrolière).

Des essais de perméabilité du type Lugeon ont été effectués de façon systématique sur les sondages carottés par passes de 3 m. Au total 104 essais ont été réalisés.

Tableau I. 2 : Résultats essais Lugeon – Faisabilité.

Tranche	Profondeur					Total	%
	0 – 10 m	10 – 20 m	20 – 30 m	30 – 40 m	> 40 m		
0 – 1 UL	3	3	1	4	3	14	13.5
1 – 2 UL	3	9	15	6	6	39	37.5
2 – 3 UL	2	9	18	11	-	40	38.5
3 – 4 UL	0	8	-	1	-	9	8.7
4 – 5 UL	-	1	-	0	-	1	1.0
> 5 UL	-	1	-	-	-	1	1.0
TOTAL	8	31	34	22	9	104	100

Ces essais montrent un massif peu perméable (en moyenne 2 à 3 UL).

Sept essais Lefranc ont également été exécutés dans les sondages S01, S04, S06, S08 et S10. Les résultats obtenus ont été jugés douteux par Stucky&BG et la bonne exécution des essais Lefranc a été remise en cause.

I.3.4 Travaux de reconnaissance

Le rapport d'étude géologique et géotechnique réalisé au stade faisabilité rapporte l'exécution de :

- 10 sondages carottés verticaux au droit du site, totalisant 400 ml de forage (avec des profondeurs comprises entre 30 et 50 m) ;
- 1 sondage carotté incliné de 30 ml dans la carrière du Djebel Mesloula,
- 8 essais SPT ;
- 6 sondages pressiométriques, réalisés tous les 2 m ;
- 104 essais de perméabilité de type Lugeon et 7 essais de perméabilité de type Lefranc ;
- 12 puits de reconnaissances pour les zones d'emprunt, à l'amont de l'axe et de part et d'autre de l'oued ;

Tableau I. 3 : Principales caractéristiques des sondages carottés de la faisabilité.

Sondage	Emplacement	Inclinaison	Longueur (m)
S01	Axe - Rive gauche sur la butte	Vertical	50
S02	Axe - Terrasse rive gauche	Vertical	50
S03	Axe - Fond d'oued	Vertical	30
S04	Axe - Terrasse rive droite	Vertical	40
S05	Axe - Rive droite sur la butte	Vertical	50
S06	Axe - Rive droite col	Vertical	40
S07	Axe - Rive droite	Vertical	30
S08	Axe - Rive droite	Vertical	40
S09	Axe - Rive gauche	Vertical	30
S10	Axe - Rive gauche	Vertical	30
S11	Carrière Djebel Mesloula	Incliné 30° direction N320°	30

a. Fondation du barrage

Les échantillons prélevés sur les carottes des sondages ont été soumis à des essais physiques et mécaniques.

Tableau I. 4 : Caractéristiques physiques et mécanique - Rocher de fondation.

	Valeur	Densité		Résistance mécanique			
		γ_d (t/m ³)	γ_s (t/m ³)	$R_{c,nat}$ (bars)	$R_{c,sat}$ (bars)	$R_{t,nat}$ (bars)	$R_{t,sat}$ (bars)
Calcaires compacts	Moyenne	2.63	2.68	176.8	87.6	31.4	24.3
	Min	2.48	2.62	96.5	14.7	28.9	10.4
	Max	2.83	2.76	332.9	161.9	33.6	34.7
Calcaires marneux	Moyenne	2.65	2.68	176.0	61.8	19.5	19.7
	Min	2.48	2.60	94.5	14.1	6.2	11.5
	Max	2.78	2.77	386.9	109.5	39.5	32.7
Marnes du Cénomanién	Moyenne	2.57	2.68	76.2	77.9	19.5	11.5
	Min	2.38	2.62	19.0	28.6	4.3	1.3
	Max	2.71	2.76	154.0	127.3	79.1	28.2

b. Matériaux de construction (pour le remblai)

Les échantillons prélevés dans les puits de reconnaissance de la zone d'emprunt ont également fait l'objet d'essais et d'analyse en laboratoire.

Tableau I. 5 : Caractéristique physique et mécanique - Zone d'emprunt.

Valeur	Granulométrie					γ_s (t/m ³)	W (%)	Limite d'Atterberg			
	Sable g. 2-0.2	Sable f. 0.2-0.02	Limons 0.02-2 μ	Argile 2 μ -0.2 μ	Total <80 μ			W _l (%)	W _p (%)	I _p (%)	I _c
Max	7.0	44.0	52.0	33.0	99.0	2.72	24.2	68.0	32.7	35.9	1.68
Min	0.0	18.0	37.0	18.0	85.0	2.60	12.2	50.0	23.4	26.6	1.23
Moy	1.6	25.5	46.3	25.8	96.4	2.66	18.9	61.6	30.4	31.2	1.37
Ecart-type	2.1	7.1	4.9	4.5	4.7	0.04	3.5	5.3	2.4	3.3	0.13

Valeur	Proctor Normal		Cisaillement rectiligne				Mat. orga	Mat. solubl	Œdomètre			
	W _{opt} (%)	$\gamma_{d,max}$ (t/m ³)	C _{uu} (bars)	ϕ_{uu} (°)	C _{uu} (bars)	ϕ_{uu} (°)	(%)	(%)	Pc (bars)	C _c (%)	C _g (%)	C _s (%)
Max	24.3	1.71	1.10	11.19	0.42	20.82	0.5	61.3	1.53	25.7	5.4	1.5
Min	18.3	1.57	0.23	0.60	0.04	8.75	0.2	43.6	1.11	24.0	3.4	0.6
Moy	22.4	1.61	0.62	5.69	0.24	16.07	0.3	50.9	1.34	24.7	4.6	1.1
Ecart-type	2.4	0.05	0.36	4.87	0.17	4.64	0.2	0.21	0.21	0.9	1.0	0.4

c. Carrière

Des essais en laboratoire ont également été pratiqués sur les échantillons du sondage de la carrière calcaire du Djebel Mesloul. Les résultats obtenus sont les suivants.

Une carrière a été identifiée au cours de l'étude de faisabilité, située dans le Djebel Mesloula, exploitant des bancs de calcaires massifs de l'Albien. Un sondage y a été réalisé dont les résultats donnent des valeurs Los Angeles de 24 % et des résistances mécaniques à la compression de 43 MPa en moyenne. L'étude de faisabilité conclut que la carrière pourrait fournir des enrochements et des agrégats de bonne qualité en quantité suffisante.

Cette carrière a été visitée et il est clair que le Djebel Mesloula est la zone de carrière la plus proche du site du barrage capable de fournir en quantité suffisante les agrégats à béton, filtres et drains. Le site de la carrière est très vaste et les réserves considérables, bien au-delà des besoins du projet.

Des compléments permettant d'assurer la quantité et la qualité des ressources pour les ouvrages en béton conventionnels ou BCR ont été réalisés.

Tableau I. 6 : Caractéristique physique et mécanique – Carrière.

Profondeur de l'échantillon (m)	Densité		Résistance mécanique		Essai Los Angeles (%)
	γ_d (t/m ³)	γ_s (t/m ³)	$R_{c,nat}$ (bars)	$R_{c,sat}$ (bars)	
5.00 - 6.00	2.74	2.68	343.0	-	24.8
8.00 - 9.00	2.73	2.72	277.0	-	-
10.00 - 11.00	2.74	2.74	560.0	-	24.6
12.00 - 13.00	2.73	2.72	370.0	-	-
14.00 - 15.00	2.74	2.68	587.0	-	24.5
Moyenne	2.74	2.71	427.4	-	24.6

I.3.5 Matériaux de construction

a. Cuvette

Les visites de site ont permis de définir l'organisation des alluvions qui comblent l'ancienne cuvette naturelle. Cette organisation est rendue dans le log général de la lithologie du site où trois unités sont distinguées du haut vers le bas : Alluvions 1, Alluvions 2 et Alluvions 3. Dans la pratique, on distingue aisément les différents ensembles A1 avec une teinte beige foncé à marron de A2 avec une teinte beige clair, et A3 par sa granulométrie grossière très contrastée.

- Alluvions 1, l'ensemble supérieur marron beige foncé (2 à 3 m)
- Alluvions 2, l'ensemble intermédiaire marron beige clair (2 à 3 m)
- Alluvions 3, l'ensemble de base graveleux (0.5 à 2 m)
- Alluvions indifférenciées : un ensemble générique est utilisé quand le détail n'est pas possible ou pas disponible.

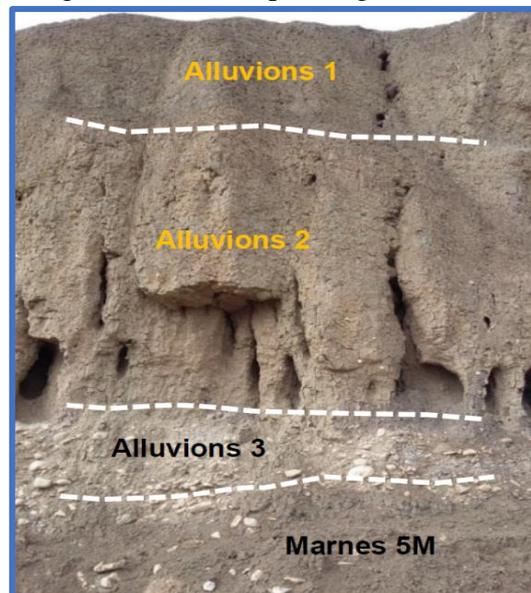


Figure I. 3: Division lithologique des alluvions

La zone d'emprunt investiguée dans la cuvette présente une superficie de l'ordre de 220 ha et les puits réalisés dans cette zone ont rencontré des alluvions sur une épaisseur moyenne 2.75 m. Le volume reconnu est donc de l'ordre de 6 000 000 m³, valeur nettement supérieure au besoin en matériaux des ailes en remblais (environ 2 500 000 m³).

On estime d'après les différentes investigations que cette réserve se répartit pour 3/5 en Alluvion A1 et 2/5 en Alluvion A2.

b. Carrière

Le site de la carrière du Djebel Mesloula est situé à 20 km par la route du site du barrage.

L'ensemble des résultats précédents permet de confirmer que cette carrière peut fournir des granulats pour béton, ainsi que l'ensemble des matériaux fabriqués par concassage : enrochements, matériaux pour filtre et drains.

Les dimensions exploitables sont à priori 60 à 80 m de largeur sur 150 à 200 m de longueur.

La hauteur visible du relief Djebel Mesloula est de 80 m soit un volume total compris entre 725 000 et 1 300 000 m³. Il est certain que le massif calcaire se prolonge également en profondeur avec des volumes disponibles au moins équivalents donc un minimum disponible de matériaux estimé à 1 500 000 m³. Enfin, le massif calcaire se prolonge côté Sud-Ouest sur une distance d'environ 5 km et environ 1 km de large pouvant satisfaire largement les besoins en matériaux pour enrochements, filtres, drains et agrégats du projet. Ces besoins ont été estimés à un volume total de 825 000 m³:

- 350 000 m³ de matériaux fabriqués pour les filtres, drains et rip-rap ;
- 475 000 m³ pour les agrégats à béton.

I.3.6 Zonage géologique

L'ouvrage projeté sur l'oued Meskiana reposera le long de ses 3500 m de longueur sur une fondation de nature variable.

Cinq contextes principaux sont identifiés qui correspondent à 5 grands types de configurations géologiques et géotechniques.

- Zone 1 sur l'ouvrage en béton, constituée d'une fondation principalement calcaire (Barre calcaire supérieure : 2C, Barre calcaire inférieure : 4C).
- Zone 2 sur l'ouvrage en béton, constituée d'une fondation principalement marneuse (Marnes intercalées : 3M).
- Zone 3 sur l'ouvrage en remblai, en rive gauche et en rive droite, constituée d'une fondation calcaire et marneuse (Barre calcaire supérieure : 2C, Marnes intercalées : 3M, Barre calcaire inférieure : 4C)
- Zone 4 sur l'ouvrage en remblai, en rive gauche et en rive droite, constituée des marnes (Marnes de base : 5M), altérées, saines ou fortement calcaires.
- Zone 5 sur l'ouvrage en remblais, en rive gauche et en rive droite, constituée des marnes (Marnes de base : 5M) surmontées par une épaisseur notable de formations superficielles (colluvions, poudingues, croutes calcaires, limons...).

Il est à noter qu'en fonction du niveau de la crête de barrage retenue, l'extension latérale de l'ouvrage côté Rive Gauche est limitée à la zone Z4 et n'empiète pas sur la zone Z5. La zone 5 côté Rive Gauche est traitée dans l'étude géologique à titre d'information seulement.

I.4 QUALITE DE L'EAU

La qualité des eaux des apports est bien sûr capitale pour un aménagement destiné à l'AEP ou à l'irrigation (les traitements spécifiques peuvent être mis en place, mais à des coûts parfois très élevés). Il est essentiel de connaître la qualité de l'eau non seulement pour sa consommation, mais également pour la pérennité des ouvrages, en particulier son agressivité envers les éléments en béton et en acier

Des mesures de qualité de l'eau ont été réalisées sur deux prélèvements dans l'oued Meskiana, elles montrent une forte minéralisation. Dans une phase d'étude ultérieure, il sera important de planifier et coordonner une campagne de prélèvements sur un long terme, avec des échantillons répartis temporellement non seulement régulièrement, mais aussi au début, pendant et après les crues.

a. Consommation

Les deux prélèvements réalisés l'ont été quand l'oued avait un débit peu élevé ou moyen. Sachant que la retenue se remplira principalement lors des crues, des mesures plus nombreuses, particulièrement pendant les crues, sont nécessaires. Une campagne de mesures complémentaire s'étendant sur plusieurs saisons permettra de se faire une meilleure idée de l'importance du problème.

Selon les classifications américaines, les eaux de ces échantillons sont à déconseiller pour une utilisation en irrigation, elles présentent, pour les plantes, un risque de toxicité sérieux au chlorures et au sodium. Des eaux aussi chargées sont impropres à toute consommation, animale ou végétale. Pour devenir consommables, les eaux de l'aménagement demanderont, un traitement important pour satisfaire les normes de distribution de l'OMS.

Concernant les paramètres de pollution relevés (ammonium NH_4 , nitrite NO_2 , nitrate NO_3 , phosphate PO_4), les teneurs rencontrées ne semblent pas indiquer une pollution organique. Seuls les nitrates présentent une concentration indiquant un risque moyen de pollution (évaluation selon le système français Seq-Eau, fonction potentialité biologique).

b. Agressivité

Les analyses en laboratoire des échantillons d'eau montrent, en ce qui concerne les agents agressifs principaux pour le béton et l'acier, les ordres de grandeur suivants:

Tableau I. 7: Agents agressifs dans l'eau.

Agent agressif	Unité	22/08/2004		11/01/2005	
		Mesure	Classe	Mesure	Classe
pH	-	7.71	A0	7.21	A0
SO ₄	g/l	430	A2	336	A1
Mg	g/l	160	A1	79	A0
NH ₄	g/l	0.06	A0	0.35	A0
Cl	g/l	1160	-	580	-

Le classement de l'agressivité de l'eau pour le béton correspond à la norme française P18-011 de mai 1985. On en déduit que ces eaux sont relativement peu agressives, sauf en ce qui concerne les sulfates (SO₄).

En conclusion, il faudra porter une attention particulière à la réalisation de tous les éléments en contact avec l'eau de la retenue. Il est nécessaire d'employer un ciment résistant aux attaques des sulfates. Pour les éléments métalliques en contact direct avec l'eau de la retenue (prises d'eau, vidange de fond), le risque d'une attaque aux chlorures impose qu'ils soient conçus et construits en acier inoxydable.

I.5 SISMICITE

Une étude de sismicité a été réalisée dans le cadre du projet de Chebabta en Juin 2017. L'analyse de la sismicité historique de la région englobant le site de Chebabta (Oum EL Bouaghi) sur un rayon de 100 km, a permis d'élaborer un catalogue des séismes historiques de la région.

Selon le règlement parasismique Algérien, la zone de Chetatba est localisée dans la zone I, zone de faible sismicité (Carte RPA99 version 2003, CGS). Cette zone I, prévoit un PGA de 0.15 pour les structures stratégiques. La zone proche du site de barrage n'est donc pas directement affectée par une activité sismique mais ressent parfois les secousses des régions avoisinantes nettement plus actives.

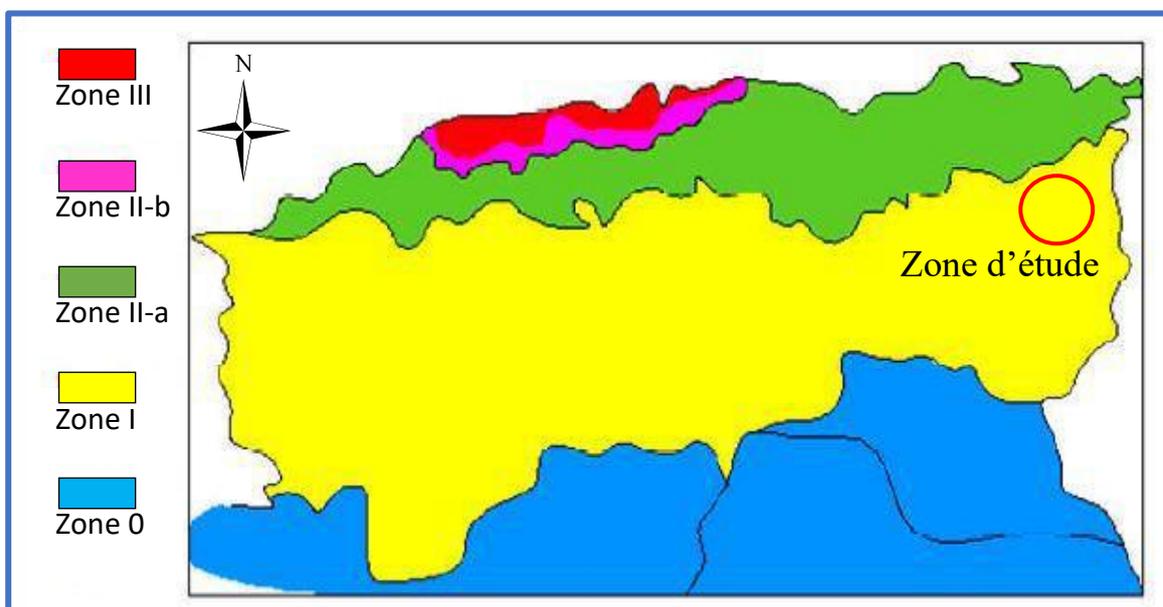


Figure I. 4 : Carte zonage sismique du territoire national-RPA99, (2003, modifiée)

Tableau I. 8 : Coefficient d'accélération.

Groupe	Zone I	Zone II-a	Zone II-b	Zone III	Classification selon leur importance
1A	0.15	0.25	0.30	0.40	Ouvrage d'importance vitale
1B	0.12	0.20	0.25	0.30	Ouvrage de grande importance
2	0.10	0.15	0.20	0.25	Ouvrage courant
3	0.07	0.10	0.14	0.18	Ouvrage de faible importance

Source : Regles parasismiques Algeriennes RPA 99 / version 2003.

Notre zone d'étude est située dans la zone I selon la classification du règlement parasismique Algérien (RPA 99/ version 2003). Notre barrage est classé dans le groupe d'usage 1B, correspondant à des retenues de moyenne et grande importance, ce qui correspond à un coefficient d'accélération de **0.12** et une accélération de **0.12g**.

I.6 CONDITIONS HYDROLOGIQUE

I.6.1 Caractéristiques météorologiques et climatiques

Les caractéristiques météorologiques et climatiques sont tirées de l'étude hydrologique qui a fait l'objet d'un rapport détaillé dans le cadre des études d'APD en 2017.

Tableau I. 9 : Résumé des données climatiques mensuelles (Station de Tébessa).

Mois	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sep	Oct	Nov	Déc
T moyenne (c°)	6.07	7.86	9.85	12.91	17.87	23.06	26.17	25.72	21.52	16.56	11.1	7.57
Humidité relative moy de l'air	72	67	66	61	55	48	38	43	56	63	69	72
Jours de gelée blanche	7.5	5.1	4.2	0.4	0	0	0	0	0	0.1	1.9	7.4
Nbr de jours de sirocco	0.3	0.3	0.0	1.2	1.6	3.2	3.2	4.8	1.2	0.2	0.1	0.1
Vitesse du vent (m/s)	2.0	2.0	2.1	2.4	2.6	2.5	2.7	2.7	2.4	2.5	2.5	2.3
Nbr moy de jours d'orage	0.1	0.1	1.1	2.1	3.6	4.4	2.9	5.7	5.7	2.2	0.4	0.1

Source : A.N.B.T

I.6.1.1 Evaporation

De part la nature marneuse de la roche constituant la cuvette, les pertes d'eau de la retenue de Chebabta sont essentiellement dues à l'évaporation.

Tableau I. 10 : Valeurs moyennes mensuelles de l'évapotranspiration.

Mois	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sep	Oct	Nov	Déc	Année
Ev (mm/an)	104	55	18	5	6	24	45	83	125	168	213	184	1030

Source : A.N.B.T

I.6.1.2 Précipitation

Tableau I. 11 : Stations pluviométrique dans la zone d'étude.

Station	Code	Altitude (mNGA)	Période d'observation	Pluie moyenne annuelle (mm)
Meskiana	120201	845	38	320
Ain Dalaa	120202	980	17	235
Rahia	120208	906	19	279

Source : A.N.R.H

I.6.2 Etude hydrologique

I.6.2.1 Morphologie du bassin versant

L'oued Meskiana est affluent de l'oued Mellegue, lui-même affluent de l'oued Medjerda qui se jette dans la Méditerranée non loin de Tunis.

Cette étude montre que, au site retenu pour le barrage, l'oued Meskiana draine un bassin versant d'une superficie d'environ 1300 km².

L'altitude maximale du bassin versant est à environ 1575 mNGA. Le niveau de la fondation du futur barrage de Chebabta est à environ 775 mNGA. L'altitude moyenne du bassin est à 1062 mNGA.

La couverture végétale du bassin est principalement constituée de steppes, de cultures céréalières et de pâturages (agriculture extensive).

I.6.2.2 Apports

L'objectif de l'étude des apports est de générer une série d'apports liquides, nécessaire pour l'étude de la régularisation et du calcul du volume mort de la retenue.

L'étude des données pluviométriques montre une notable baisse des précipitations après 1976. Cette baisse d'environ 15% entraîne une diminution de la lame d'eau écoulée de près de 52% et, en conséquence, une diminution de 39% des apports.

L'apport annuel moyen en eau (y compris la période avant 1976) au site du barrage de Chebabta est évalué à 27.0 hm³ (1 hm³ = 10⁶ m³ ou 1 million de m³). Les apports après 1976 s'élèvent à 20.5 hm³.

Tableau I. 12 : Répartition mensuelle des apports.

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Sep	Oct	Nov	Déc	Total
Apport (%)	7	8	14	14	10	6	3	4	10	9	8	7	100
A (Mm ³)	1.89	2.16	3.78	3.78	2.7	1.62	0.81	1.08	2.7	2.43	2.16	1.89	27

Source : A.N.R.H

I.6.2.3 Envasement

Le volume utile de la retenue est celui pour lequel l'exploitant de l'aménagement peu compter pour stocker de l'eau. L'envasement est admis total dès la première année de simulation de la régularisation. Cela veut dire que sur les 50 années de simulation, on dispose du même volume utile.

L'estimation de l'envasement, donc du volume mort de la retenue, se base sur une concentration moyenne en sédiments des apports « c » de 10 g/l. Ainsi, pour une période de 50 ans, le volume mort de la retenue de Chebabta est de 8.2 Mm³.

I.6.2.4 Crues du projet

Les crues de projet ont été établies par des lois probabilistes selon Gumbel. Pour le site de Chebabta, les crues à considérer sont présentées dans le Tableau 2.2 ci-dessous.

Tableau I. 13 : Crues de projet.

Temps de retour (ans)	10	20	50	100	1 000	5 000	10 000
Pluie journalière (mm)	67	77	91	200	266	312	333
Pointe de crue (m ³ /s)	834	1 060	1 374	3 828	5 314	6 350	6 823
Volume de crue (Mm ³)	30	38	50	138	192	229	246

Source : A.N.R.H

Selon les directives suisses, la crue de projet est déterminée pour une période de retour de 1000 ans est: $Q_{1000} = 5314 \text{ m}^3/\text{s}$. La crue de sécurité est estimée à la crue décennale (Probable Maximum Flood: PMF) est : $Q_{\text{PMF}} = 6823 \text{ m}^3/\text{s}$

I.6.3 Régularisation

L'étude de régularisation établit le plan d'exploitation de la retenue de Chebabta. Cet aménagement permet notamment d'accumuler les apports irréguliers des périodes humides pour les distribuer selon les besoins, dont la modulation mensuelle est la suivante :

Tableau I. 14 : Modulation mensuelle des besoins.

Mois	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sept	Oct	Nov	Déc
Demande (%)	0.04	0.04	1.00	6.99	12.98	16.97	20.96	17.97	11.98	10.98	0.04	0.04

Source : A.N.B.T

Le critère de satisfaction est fixé à 80%, ce qui veut dire que le volume annuel régularisé garanti est fourni 8 années sur 10. Un critère de satisfaction supérieur à 80% conduirait à devoir augmenter le volume utile de la retenue, ce qui amènerait à prévoir un barrage plus haut et par conséquent à des surcoûts disproportionnés.

La taille de la retenue est fixée de manière à minimiser le coût du mètre cube d'eau régularisée. Une optimisation économique préliminaire du coût de l'eau au pied du barrage a été entreprise pour déterminer le niveau normal maximal de la retenue.

I.7 CONCEPTIONS DU BARRAGE ET OUVRAGES ANNEXES

I.7.1 Digue

a. Axe du barrage

Le type de barrage est imposé par le manque de choix de matériaux de construction. Seuls des limons argileux sont disponibles à proximité de l'ouvrage dans les sédiments déposés en énorme quantité dans la plaine environnante. En considérant également la grande largeur de la vallée, la digue en terre homogène est le type de barrage qu'il est raisonnable d'envisager sur ce site.

Il convient de mettre en évidence le léger resserrement de la vallée au droit de la petite colline calcaire. Il faut noter que ce resserrement représente la dernière ondulation topographique avant un élargissement notable de la vallée vers l'aval.

Cette butte calcaire procure également l'avantage de pouvoir venir y implanter l'évacuateur de crue. Elle offre une bonne assise, suffisamment résistante pour un déversoir, son coursier et son dissipateur d'énergie.

b. Type de barrage

Les matériaux granuleux (sable et gravier), ainsi que rocheux, de bonne qualité, sont absents à des distances raisonnables du site. Ainsi, pour des raisons économiques évidentes (transports coûteux), ce constat élimine rapidement toutes les variantes de barrage en béton conventionnel vibré ou compacté au rouleau ainsi que les remblais en enrochements zonés ou à masque amont, toutes ces variantes étant gourmandes en matériaux rocheux de qualité.

Les seuls matériaux disponibles en abondance sont des limons sablo-argileux provenant des sédiments déposés dans la plaine. Le seul type de barrage adapté à ces matériaux est une digue dite « en terre homogène »

c. Coupe type

En principe, le remblai peut reposer directement sur les sédiments. Ils sont étanches et ont été consolidés par les milliers d'années de dépôt. Le premier mètre, contenant de la terre végétale, des racines, des déchets organiques, devra néanmoins être systématiquement évacué. Il faut aussi noter que, localement, des dépôts granuleux ont été observés à proximité du substratum rocheux, à la base des sédiments. Ce constat implique de prévoir une clé de remblai jusqu'au rocher afin de réduire les risques de fuite à travers ces sédiments peu étanches. Les matériaux excavés pour la réalisation de cette clé pourront être réutilisés pour le remblai.

Un drain cheminée, connecté avec un drain de pied, collectera les eaux de percolation dans la digue, évitant ainsi tout entraînement de matériau au travers du parement aval tout en réduisant les sous pressions de la recharge aval (augmentation de la stabilité). Le drain cheminé est incliné par rapport à l'horizontale pour raccourcir la longueur totale des drains. Il est connecté avec le drain de pied qui ramène les eaux d'infiltration au pied aval de la digue. Une couche de transition adéquate (filtre) entre le remblai et le drain doit être mise en place pour éviter que les particules fines du remblai ne soient emportées dans le drain.

La largeur du couronnement est fixée à 6 m. Cette valeur permet de loger sur le couronnement un mur de batillage, soit en béton (éléments préfabriqués) soit en gabions, et une route qui garantit l'accès sur la digue à partir des deux rives. Le niveau du couronnement dépend évidemment du niveau normal de la retenue.

Le talus amont de la digue doit être protégé avec un enrochement (rip rap) contre l'effet des vagues. Compte tenu de la longueur du réservoir (fetch), de sa profondeur et de la vitesse du vent, l'épaisseur du rip rap est déterminée à 0.8 m, soit un diamètre médian des blocs d_{50} de 0.5 m.

Une couche de transition d'une épaisseur de 0.3 m est placée au-dessous de l'enrochement. Le parement aval doit également être protégé des impacts des gouttes d'eau de pluie avec un enrochement d'une faible épaisseur (une protection du parement aval par un enherbement, n'a pas été retenue à cause des conditions climatiques).

Un voile injecté au droit de la clé de la digue complètera l'étanchéité de l'ouvrage. Une seule ligne d'injections primaires, secondaires et, éventuellement, tertiaires sera, à priori, suffisante.

d. Ouvrage central

L'ouvrage de fermeture central est constitué d'un barrage en Béton Compacté au Rouleau (BCR), de 40,5 mètres de hauteur maximale sur fondation et mesurant environ 500 mètres de longueur. Un seuil déversant est aménagé sur son profil déversant.

L'ouvrage sera fondé au toit du substratum sain et peu fracturé constitué d'une alternance de marnes et de calcaires. La profondeur d'excavation est comprise entre 5 à 15 mètres. Des injections de consolidation systématiques sont prévues sous l'emprise du barrage, jusqu'à 6 m de profondeur et un voile d'injection monolinéaire descendant jusqu'à 30 m de profondeur maximale sera réalisé.

Le dimensionnement du barrage BCR est classique pour un ouvrage poids. Le parement amont est vertical, et le parement aval présente une pente moyenne de 0.90 H/1 V.

La stabilité du massif a été vérifiée pour tous les cas de charges usuels et extrêmes y compris le cas du séisme de projet (séisme pseudo-statique de 0.25g) ainsi que celui du passage de la crue de projet de période de retour décennale.

Le choix de l'axe du barrage passant par la petite colline calcaire réduit néanmoins fortement les volumes de béton pour la construction de l'évacuateur de crue qui est justement fondé sur ce socle rocheux. Cet emplacement centralisé permet de combiner le bloc déversoir avec :

- La prise d'eau ;
- La vidange de fond ;
- La dérivation provisoire.

I.7.2 Evacuateur de crue

La butte calcaire sur l'axe du barrage procure l'avantage de pouvoir venir y implanter l'évacuateur de crue. Elle offre une bonne assise, suffisamment résistante pour un déversoir, son coursier et son dissipateur d'énergie.

Pour des raisons d'entretien, ce qui implique des coûts non négligeables, il est décidé de ne pas équiper l'évacuateur de crue avec des organes mobiles.

Cela veut dire que l'évacuateur est un simple déversoir à surface libre de type Creager implanté sur le corps du barrage en BCR. L'ouvrage est d'une taille importante vue les crues et donc les débits importants à évacuer.

a. Le coursier

Le coursier, implanté directement sur le talus aval du barrage, est constitué de marches d'escalier de 90 cm de hauteur, correspondant à l'épaisseur de 3 couches de BCR.

Afin de résister aux impacts hydrauliques, les marches du coursier seront réalisées en béton conventionnel vibré (BCV), et légèrement armé.

b. Bassin d'amortissement

Le bassin amortisseur a pour but de dissiper l'énergie cinétique de l'eau déversée par l'évacuateur de crue afin de minimiser l'érosion au pied aval du barrage. Vu les sollicitations en jeu dans ce genre d'ouvrage, il doit être construit en béton. Le bassin amortisseur est du type USBR (bassin-type II).

La base du calcul hydraulique du bassin amortisseur est la crue millénale dont les valeurs clés sont données par le calcul de rétention. Il s'agit du débit spécifique maximum sur l'évacuateur de $27.9 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ et le plan d'eau maximum pendant la crue à 804.46 mNGA. La longueur du bassin amortisseur est de 50.6 m. La hauteur d'eau après amortissement est de 12 m environ. Un canal d'une largeur de 152 m à l'aval du bassin amortisseur ramène l'eau vers le lit mineur de l'oued Meskiana. Il doit être protégé par des murs de 13 m de haut (en béton ou en gabions).

I.7.3 Dérivation provisoire

Il est prévu de construire au sec, sur la butte calcaire, tout le bloc béton du centre du barrage. Ce bloc comprend non seulement l'évacuateur de crue, la vidange de fond et la prise d'eau, mais également la dérivation provisoire. Pendant ce temps l'oued Meskiana coule toujours dans son lit.

Toujours pendant cette période et au sec, il est prévu de remblayer tout le côté droit (à droite du bloc béton) de la digue et une bonne partie du côté gauche (sur la rive gauche de l'oued).

Pour fermer le remblai côté gauche, il est indispensable de faire passer l'oued temporairement au travers de la dérivation provisoire alors prête à entrer en service. Cette dérivation est composée de: une petite digue de fermeture de l'oued qui sera construite lors de la mise en service de la dérivation. Elle déviara les eaux de l'oued vers un canal d'accès (ou de dérivation) conduisant l'eau vers des ouvertures dans le bloc en béton.

Les eaux ainsi dérivées seront restituées à l'oued au travers du bassin d'amortissement et du canal de restitution de l'évacuateur de crue, alors déjà terminés.

Lorsque la partie de digue manquante sera réalisée, la dérivation sera fermée avec des batardeaux. Les ouvertures dans le bloc en béton seront alors définitivement obturées avec des bouchons construits à l'abri des batardeaux.

La dérivation provisoire doit avoir la capacité d'absorber la crue de chantier qui peut être estimée à une périodicité d'au moins dix fois la durée de la construction dans la zone inondable. En considérant une durée des travaux dans la zone centrale de la digue de six mois, la période de retour pour la crue de chantier serait de 5 ans et le débit maximal de la crue de chantier $Q_{20\%} = 599 \text{ m}^3/\text{s}$.

I.7.4 Prise d'eau

Les prises d'eau assurent l'approvisionnement pour l'irrigation. Le principe est de disposer de plusieurs prises à différents niveaux afin de pouvoir suivre au mieux les fluctuations du plan d'eau et ainsi, en activant la prise au niveau le plus approprié, de capter l'eau de la meilleure qualité possible. Celle-ci se trouve, en général, dans la tranche située entre 10 et 15 m en dessous de la surface du plan d'eau.

Le volume mensuel maximal pour l'irrigation est de 3.65 hm^3 . Si pendant ce mois, la prise est ouverte en permanence, le débit s'élève à $1.4 \text{ m}^3/\text{s}$. En admettant que la prise ne fonctionne que pendant 12 h par jour, ce débit de prélèvement double et atteint $2.8 \text{ m}^3/\text{s}$. Le diamètre de la conduite collectrice sera donc de 900mm.

Chaque prise est équipée de deux vanne-robinets. Une grille à l'entrée évite que des corps en suspension n'entrent dans la prise. Les eaux d'irrigation sont collectées par un puits vertical aéré qui est connecté avec un tuyau au pied du barrage. Ce tuyau longe le mur bajoyer aval gauche et ressort à l'aval de la digue.

I.7.5 Vidange de fond

La vidange de fond est dimensionnée pour vider la retenue en 10 jours en cas d'urgence. Elle sert également à purger de temps en temps les sédiments qui s'accumuleront au pied des prises et la vidange de fond afin d'augmenter la pérennité de ces organes (envasement).

La conduite de la vidange longe également le mur bajoyer aval gauche et débouche dans le bassin amortisseur de l'évacuateur de crue avec un angle de 45° .

Le diamètre de la conduite de la vidange est conditionné par la contrainte d'abaissement du plan d'eau entre le niveau 799 mNGA (niveau normal) et 770 mNGA (niveau limite d'emploi de la vidange) en 10 jours. Les calculs indiquent qu'un diamètre intérieur de 2200 mm est nécessaire pour respecter ces conditions.

La vidange de fond est équipée d'une vanne-robinet et d'un batardeau extérieur. L'axe de l'entrée se situe à 767 mNGA, le niveau de la sortie est dicté par le bassin amortisseur, soit 762 mNGA.

I.7.6 Murs de soutènement

Aux extrémités du barrage en BCR, deux ouvrages poids font office de murs de soutènement des ailes en remblais permettant la fermeture de la retenue en rives. Ces murs de soutènement sont fondés au toit du rocher sain, et donc à la même altitude que les plots en BCR adjacents.

Ces murs de soutènements permettent d'assurer les appuis des ailes en remblais sur chacune des rives. Leur profil amont-aval qui suit le profil des ailes en remblais au contact à un parement extérieur vertical (côté fond de vallée) et intérieur à 0.6H/1V (côté rive).

Les murs de soutènement seront réalisés en BCR. Les parements verticaux situés à l'amont et à l'aval du barrage, et qui constituent des surface d'ouvrage visibles seront réalisés en BCR enrichi en coulis. De même, la surface de ces murs en contact avec le pseudo-noyau est réalisée en BCR enrichi en coulis sur 50 centimètres d'épaisseur. Enfin, une zone de 50 cm d'épaisseur de GERCC sera réalisée dans le sens rive à rive dans chaque couche de BCR.

Cette disposition a pour but de garantir la continuité de l'étanchéité des ouvrages entre le parement vertical amont du massif BCR et le parement constituant la surface de contact avec le pseudo-noyau des digues.

La montée de ces murs de soutènement suivra celle du barrage central en BCR.

La galerie de pied amont du barrage poids BCR sera prolongée dans le corps des murs de soutènement afin de permettre l'exécution des travaux d'injection et de drainage dans l'emprise de ces ouvrages.

I.7.7 Murs bajoyers

Les murs bajoyers ont pour but de retenir le remblai le long du canal d'approche au déversoir, du déversoir lui-même et du bassin amortisseur. Ils sont prolongés le long du canal à l'aval du bassin amortisseur afin de guider les eaux jusqu'à la restitution dans le lit mineur de l'oued.

I.8 AUSCULTATION DU BARRAGE

Le système d'auscultation prévu est adapté au type et aux dimensions de l'ouvrage. Il tient compte aussi de l'environnement de l'aménagement et des conditions d'exploitation. Les éléments principaux sont :

- Nivellement du couronnement ;
- Mesure de débit ;
- Niveau piézométrique ;
- Déformations ;
- Fréquence des mesures.

Toutes les mesures doivent être réalisées par un personnel compétent, formé à l'utilisation des divers instruments d'auscultation, elles sont consignées et envoyées au plus à un organisme compétent pour leur suivi, leur analyse et leur évaluation.

Conclusion

Les analyses préliminaires, soient l'analyse géologique et géotechnique, topographique, d'hydrologie et de régularisation, ainsi que les considérations techniques montrent que le barrage de Chebabta est faisable.

La topographie de la cuvette de l'oued Meskiana est très plate à l'exception de quelques buttes rocheuses. Les pentes des rives sont assez douces et la vallée est ainsi très large. On constate cependant un resserrement notable au droit de l'axe du futur barrage.

La fondation rocheuse est de nature calcaire et marneuse assez compacte. La résistance de la roche est suffisante et la perméabilité est faible. Elles conviennent non seulement pour le support de la digue, mais également pour les constructions prévues en béton. La roche est en majeure partie recouverte par des terrasses sédimentaires de nature limoneuse, sableuse et graveleuse.

La quantité insuffisante de matériaux granulaires de qualité pour la fabrication de béton et le manque quasi total d'argile pour un noyau étanche de digue zonée favorise la construction d'une digue homogène, les seuls matériaux de construction disponibles en quantité importante à proximité du site étant des limons sablo-argileux. Des matériaux pour la fabrication de béton doivent être amenés depuis une carrière.

L'analyse chimique des deux prélèvements de l'oued Meskiana montre une eau très chargée en minéraux, mais peu ou pas polluée. Cette eau est impropre à la consommation animale ou végétale et il convient de prévoir un traitement important avant distribution. Cette eau est également agressive pour le béton et les pièces métalliques. Il convient de prévoir un béton suffisamment dosé en ciment, des éléments en acier inoxydable pour les parties en contact avec l'eau de la retenue.

Le site du barrage se trouve dans une zone peu sismique, aucun séisme de forte amplitude n'a été répertorié à proximité. Une accélération au sol de 0,1g a été retenue pour le séisme de projet.

CHAPITRE II :
Etude hydrologique

CHAPITRE II :

ETUDE HYDROLOGIQUE

Introduction

L'hydrologie est une science qui étudie la phase du cycle d'eau qui débute avec l'arrivée de celle-ci sur la surface de la terre. Elle englobe les précipitations, le ruissellement et les eaux souterraines. C'est une science particulière car elle regroupe plusieurs sciences fondamentales très diversifiées et a pour but de répondre aux problèmes concernant la ressource en eau, elle vise généralement la détermination de certaines caractéristiques du bassin versant ainsi que des caractéristiques hydro-pluviométriques nécessaires pour l'étude de dimensionnement hydrotechnique d'un barrage. Ces études peuvent être basées sur la statistique si l'on dispose déjà d'un certain nombre d'années de mesures sur le site ou dans la région d'étude. Les études hydrologiques sont donc indispensables et essentielles pour un dimensionnement fiable et adéquat.

L'ANBT a confié au groupement Tractbel-Hydro Projet les études de l'APD du barrage de Chebabta dans la Wilaya d'Oum El Bouaghi.

Ce présent chapitre traite l'étude hydrologique au site de Chebabta dont l'objet est la détermination des conditions actuelles qui caractérise la zone de l'aménagement,

Dans l'étude hydrologique destinées au dimensionnement du barrage et ses ouvrages annexes, on devra considérer :

- La description du bassin versant : caractéristiques hydro-morphologiques, climatiques et pluviométriques;
- La détermination de l'apport moyen annuel et les apports fréquentiels ainsi que les apports solides ;
- La régularisation des écoulements pour l'estimation de la capacité de la retenue.
- L'analyse des crues : l'estimation de la crue contre laquelle il est nécessaire de protéger le barrage.

II.1 LE BASSIN VERSANT

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

La couverture végétale du bassin de Chebabta est principalement constituée de steppes, de cultures céréalières et de pâturages (agriculture extensive).

Les cartes topographiques et géologiques utilisées comme références dans ce qui suit sont les cartes d'état-major :

- Cartes topographiques et géologiques
- Carte géologique de l’Algérie, échelle 1/50 000 – La Meskiana (177) ;
- Carte géologique de l’Algérie, échelle 1/50 000 – El Aouinet (150) ;
- Carte topographique au 1/50 000 – Meskiana ;

Les caractéristiques du bassin versant ont été tirés en se basant sur la délimitation du bassin à l’aide du logiciel ArcGIS 10.3, commençant par l’emplacement de l’exutoire correspondant au coordonnées en système UTM, zone 32N, suints :

- Longitude : $X = 386\ 181\ m$
- Latitude : $Y = 3\ 951\ 565\ m$
- Altitude : $Z = 775\ m$ (fond de vallée)

II.1.1 Caractéristiques géométriques

a. Surface du bassin versant totale

La surface topographique est le paramètre le plus important, il permet de contrôler l’intensité de plusieurs phénomènes hydrologiques (apport, volume de précipitation ou infiltration...).

$$S = 1347\ km^2$$

b. Périmètre du bassin versant

Il correspond à la limite extérieure du bassin.

$$P = 216.64\ km$$

c. Longueur du talweg principal

C’est le cours d’eau principal dans le bassin versant.

$$L_p = 81.50\ km$$

II.1.2 Caractéristiques de forme (hydrogéomorphologique)

a. Indice de compacité de Gravelius K_c

Appelé aussi indice de forme, cet indice caractérise la forme du bassin versant, c’est le rapport entre le périmètre du bassin P et la circonférence d’un cercle P_c de rayon R ayant la même superficie S que le bassin.

$$K_c = \frac{P}{P_c} \dots\dots\dots (II. 1)$$

$$\text{Avec : } P_c = 2\pi R ; \text{ et } S = S_c = \pi R^2 \Rightarrow R = \sqrt{\frac{S}{\pi}}$$

$$\text{Donc : } K_c = \frac{P}{2\pi\sqrt{\frac{S}{\pi}}} = \frac{\sqrt{\pi} P}{2\pi\sqrt{S}} = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}}$$

$$K_c = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}}$$

$$K_c = 1.65$$

- P : périmètre du bassin versant (km)
- P_c : circonférence du cercle équivalent (km)
- S : surface du bassin versant (km²)
- K_c : indice de Gravelius (indice de forme)

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.

$$\begin{cases} K_c = 1 \rightarrow \text{bassin parfaitement circularisé} \\ K_c < 1.128 \rightarrow \text{bassin ramassé} \\ K_c > 1.128 \rightarrow \text{bassin allongé} \end{cases}$$

Dans notre cas : $K_c \gg 1.128 \Rightarrow$ bassin allongé.

b. Coefficient d'allongement C_a

$$C_a = \frac{L_p^2}{S} \dots\dots\dots(\text{II. 2})$$

$$C_a = 4.93$$

- L_p : la longueur du talweg principal (km)
- S : la superficie du bassin versant (km²)

c. Rectangle équivalent ou Rectangle de Gravelius

C'est une transformation purement géométrique en un rectangle de dimensions L_r et l_r , ayant la même surface que le bassin versant. Il permet de comparer les bassins versants entre eux du 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 cotés.

Le périmètre et la surface du rectangle sont respectivement : $P_r = 2(L_r + l_r)$ et $S_r = L_r \times l_r$.

La longueur L_r et la largeur l_r en km sont données par la résolution de P_r et S_r .

On a obtenu précédemment $K = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}}$, on obtiendra donc une équation du second degré qui admet deux solutions L_r et l_r :

$$L_r, l_r = K_c \frac{\sqrt{S}}{1.128} \left(1 \pm \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{K_c}\right)^2} \right) \dots\dots\dots(\text{II. 3})$$

- L_r : longueur du rectangle équivalent en (Km)
- l_r : largeur du rectangle équivalent en (Km)
- S : surface du bassin versant (Km²).
- K_c : Indice de compacité de Gravelius

$$L_r = K_c \frac{\sqrt{S}}{1.128} \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{K_c}\right)^2} \right) = 1.65 \frac{\sqrt{1347}}{1.128} \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{1.65}\right)^2} \right) \dots\dots\dots(\text{II. 4})$$

$$L_r = 93.08 \text{ km}$$

$$l_r = K_c \frac{\sqrt{S}}{1.128} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{K_c}\right)^2} \right) = 1.65 \frac{\sqrt{1347}}{1.128} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{1.65}\right)^2} \right) \dots\dots\dots(\text{II. 5})$$

$$l_r = 14.47 \text{ km}$$

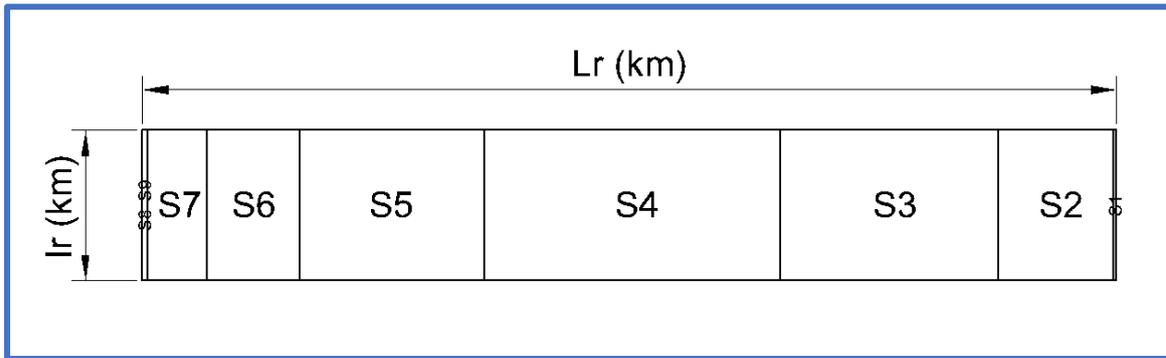


Figure II. 1 : Le rectangle équivalent

II.1.3 Hypsométrie du bassin versant

II.1.3.1 Répartition et courbe hypsométrique

Elles sont d'une grande importance dans l'étude du relief d'un bassin versant. Sur un graphique, on porte en ordonnée l'altitude et en abscisse la surface souvent exprimée en %.

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

Les surfaces partielles par tranche d'altitude sont données dans le Tableau (II. 1) et représentée, montrant la fraction ou le pourcentage de la surface comprise entre 2 courbes de niveau consécutives (Figure II. 2)

Tableau II. 1 : Coordonnées de la courbe hypsométrique (ArcGIS).

Altitudes (m)	Si (km ²)	Si (%)	Si cumulée (%)
775 - 800	4.07	0.30	0.30
800 - 900	159.74	11.86	12.16
900 - 1000	300.11	22.28	34.44
1000 - 1100	409.71	30.42	64.86
1100 - 1200	255.48	18.97	83.83
1200 - 1300	127.70	9.48	93.31
1300 - 1400	82.31	6.11	99.42
1400 - 1500	7.37	0.55	99.97
1500 - 1575	0.47	0.03	100

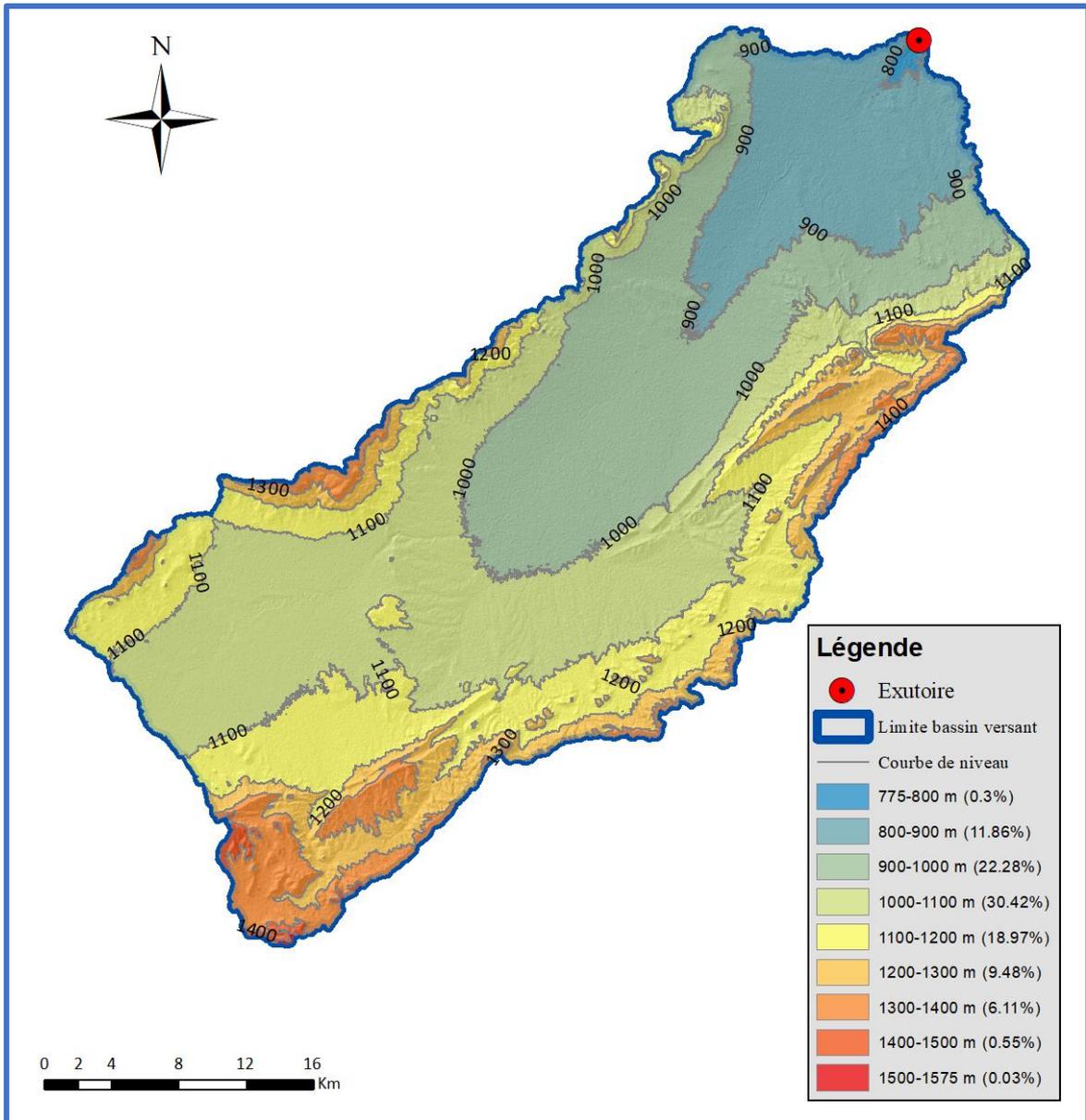


Figure II. 2 : Carte hypsométrique du bassin versant de Chebabta

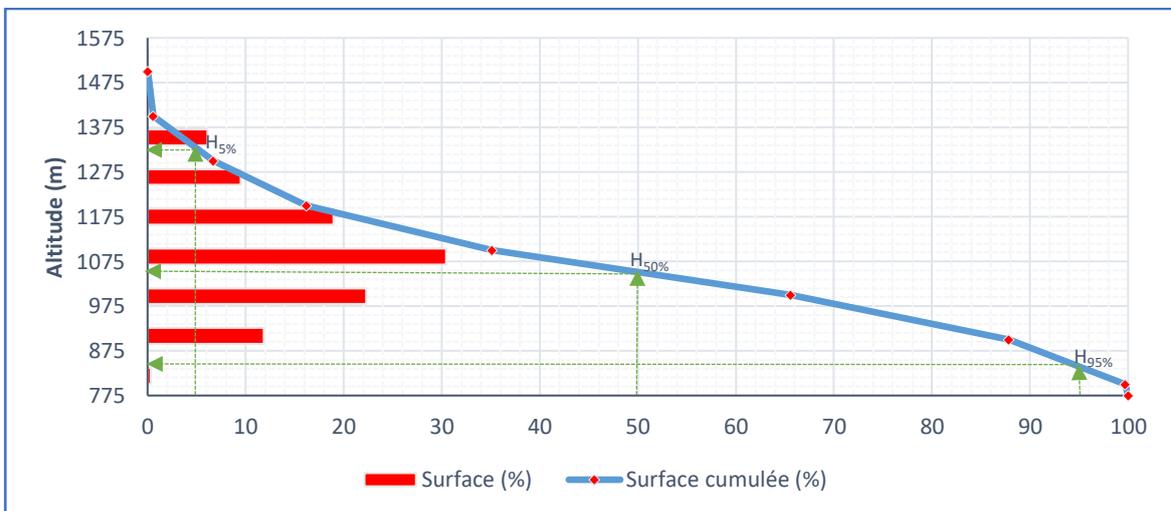


Figure II. 3 : Courbe hypsométrique du bassin versant de Chebabta

II.1.3.2 Altitudes caractéristiques du bassin

Les altitudes minimale H_{min} et maximale H_{max} sont déterminées d’après la topographie et la courbe hypsométrique.

L’altitude moyenne H_{moy} est calculée par la formule suivante :

$$H_{moy} = \frac{\sum_{i=1}^n S_i H_i}{S} \dots\dots\dots(II. 6)$$

Avec : $H_i = \frac{H_{n-1} + H_n}{2}$

- S_i : surface partielle entre deux courbes de niveau successives (km²)
- H_i : altitude moyenne entre deux courbes de niveau consécutives (m)
- S : superficie du bassin versant (km²)

L’altitude médiane correspond à celle lue au point d’abscisse 50% de la surface totale du bassin, sur la courbe hypsométrique.

Cette grandeur se rapproche de l’altitude moyenne dans le cas où la courbe hypsométrique du bassin concerné présente une pente régulière.

$H_{5\%}$ et $H_{95\%}$ sont respectivement les altitudes correspondantes à la surface $S_{5\%}$ et $S_{95\%}$ et sont tirées à partir de la courbe hypsométrique.

Tableau II. 2 : Tableau récapitulatif des altitudes caractéristiques.

Altitude	H_{min}	H_{max}	H_{moy}	$H_{méd} = H_{50\%}$	$H_{95\%}$	$H_{5\%}$
Valeur (mNGA)	775	1575	1062	1055	835	1325

II.1.3.3 Les indices

a. Indice de pente globale I_g

Cet indice sert de base à une des classifications de l’Office de Recherche Scientifique de Territoire d’Outre-Mer (O.R.S.T.O.M).

$$I_g = \frac{D}{L_r} \dots\dots\dots(II. 7)$$

$I_g = 0.53 \%$

- $D = H_{5\%} - H_{95\%} = 1325 - 835 = 490$
- L_r : longueur de rectangle équivalent (m)

Tableau II. 3 : Classification du relief.

Relief		I_g
R1	Relief très faible	$I_g < 0,002$
R2	Relief faible	$0,002 < I_g < 0,005$
R3	Relief assez faible	$< 0,005 < I_g < 0,01$
R4	Relief modéré	$0,01 < I_g < 0,02$
R5	Relief assez fort	$0,02 < I_g < 0,05$
R6	Relief fort	$0,05 < I_g < 0,1$

Dans notre cas : $0.005 > I_g > 0.01 \Rightarrow$ relief assez faible.

b. Indice de pente de Roche I_p

La pente de Roche est la moyenne de la racine carrée des pentes mesurées sur le rectangle équivalent, et pondéré par les surfaces comprises entre 2 courbes de niveau H_i est H_{i+1} .

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L_r}} \sum_{i=1}^n \sqrt{S_i \times D_i} \dots\dots\dots(\text{II. 8})$$

$I_p = 0.81 \%$

- D : différence entre deux courbes de niveau consécutives ; $D_i = (H_i - H_{i-1})$
- L_r : longueur de rectangle équivalent (m)
- S_i : surface partielle comprise entre deux courbes de niveau consécutives (%)

c. Dénivelé spécifique D_s

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

$$D_s = I_g \sqrt{S} \dots\dots\dots(\text{II. 9})$$

$D_s = 193.20 \text{ m}$

- I_g : indice de pente globale (%)
- S : superficie du bassin versant (km^2)

Tableau II. 4 : Classification O.R.S.T.O.M (type de relief)

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

Dans notre cas : **$D_s < 250 \Rightarrow$ relief assez modéré.**

d. Pente moyenne du bassin versant I_m

$$I_m = \frac{\Delta H(0.5l_1 + l_2 + l_3 + \dots + 0.5l_n)}{S} \dots\dots\dots(\text{II. 10})$$

Tableau II. 5 : Mesure des longueurs des courbes de niveaux (AcrGIS).

N°	Côte de la courbe (m)	ΔH (m)	Longueur (km)
1	1500	100	4.194
2	1400		41.631
3	1300		210.585
4	1200		233.46
5	1100		294.833
6	1000		173.044
7	900		109.461
8	800		18.988

Donc :

$$I_m = 7.98 \%$$

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

II.1.4 Caractéristiques hydrographiques (Le réseau d'écoulement)

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

a. Densité de drainage D_d

Elle reflète la dynamique du bassin, la stabilité du chevelu hydrographique et le type de ruissellement de surface. Elle est exprimée en km/km².

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S} \dots\dots\dots(\text{II. 11})$$

$$D_d = 1.08 \text{ km/km}^2$$

- $\sum_{i=1}^n L_i$: somme des longueurs de tous les cours d'eau (km); $L_i = 1451.3$ km
- S : surface du bassin versant (km²)

b. Densité du talweg élémentaire F_1

$$F_1 = \frac{N_1}{S} \dots\dots\dots(\text{II. 12})$$

$$F_1 = 0.65 \text{ talweg/km}^2$$

- N_1 : nombre de talweg d'ordre 1 ; $N_1 = 876$ talweg
- S : superficie du bassin versant (km²)

c. Coefficient de torrentialité C_t

$$C_t = D_D \times F_1 \dots\dots\dots(\text{II. 13})$$

$$C_t = 0.7 \text{ km}^{-3}$$

- D_d : densité de drainage (km/km^2)
- F_1 : densité du talweg élémentaire ($\text{talweg}/\text{km}^2$)

d. La longueur moyenne des versants L_i

$$L_i = \frac{L_r}{2D_d} \dots\dots\dots(\text{II. 14})$$

$$L_i = 41.2 \text{ km}$$

- D_d : densité de drainage (km/km^2)
- L_r : longueur de rectangle équivalent (km)

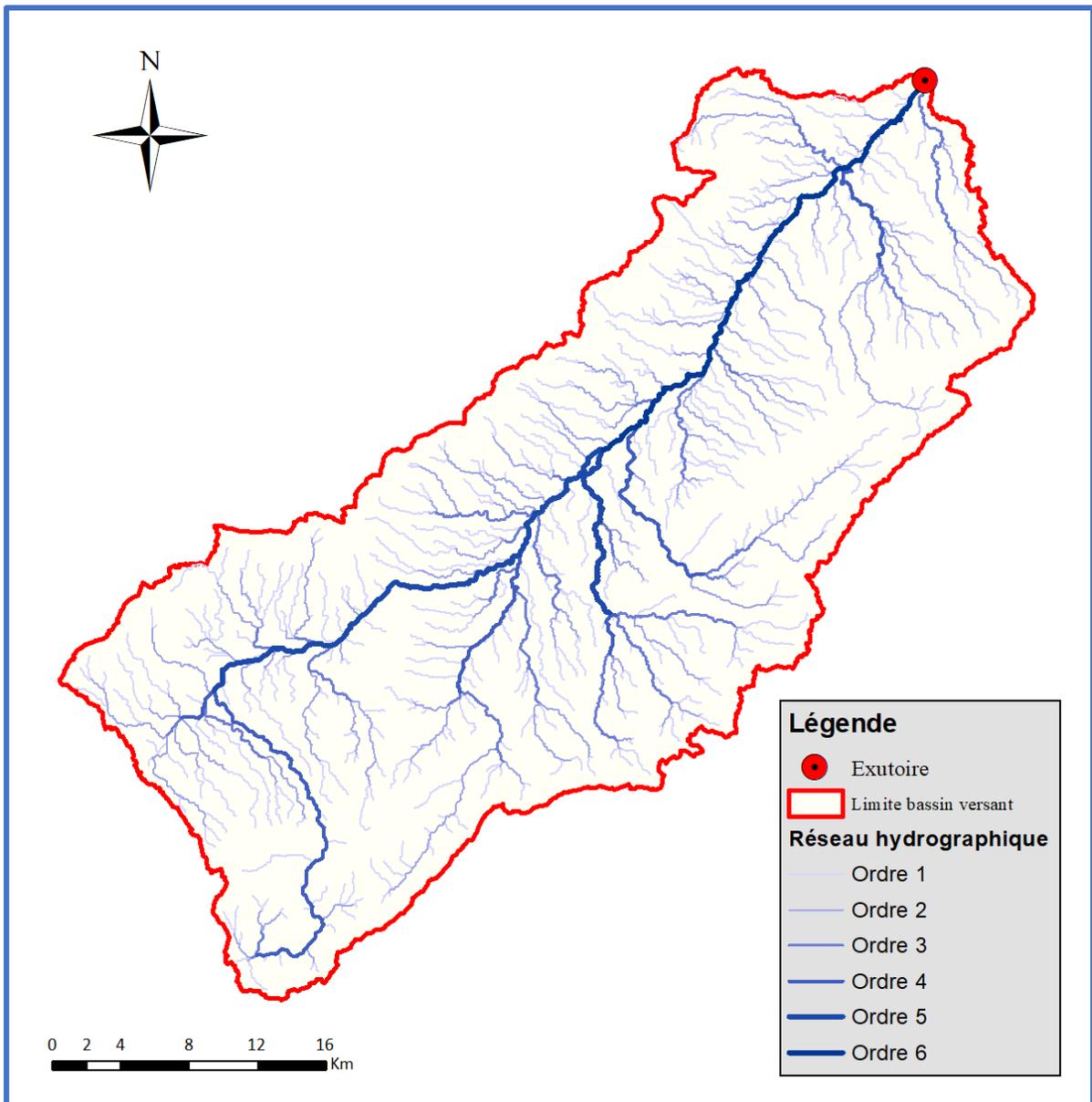


Figure II. 4 : Représentation du réseau hydrographique du bassin avec classification de Schum (1957)

e. Temps de concentration du bassin versant t_c

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

$$t_c = \frac{4\sqrt{S}+1.5L_p}{0.8\sqrt{H_{moy}-H_{min}}} \dots\dots\dots(\text{II. 15})$$

$t_c = 19.86 \text{ h}$

- S : surface du bassin versant (km²)
- L_p : longueur de cours d'eau principal (km)
- t_c : temps de concentrations (h)
- H_{moy} : altitude moyenne (m)
- H_{min} : altitude minimale (m)

f. Vitesse de ruissellement V_r

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 l'infiltration, à l'évaporation et au stockage superficiel.

Cette vitesse est déterminée par la formule suivante :

$$V_r = \frac{L_p}{t_c} \dots\dots\dots(\text{II. 16})$$

$V_r = 4.1 \text{ km/h}$

- L_p : longueur du thalweg principal (Km)
- t_c : temps de concentration (h)

g. Profil en long du cours d'eau

L'oued de Meskiana présente un profil en long assez régulier interrompu par quelques légères ruptures en pente.

Ce profil est tracé à partir des cartes topographiques à l'échelle 1/50000 en tenant compte de l'altitude et de la longueur de cours d'eau jusqu'à l'exutoire.

Tableau II. 6 : Longueur de cours d'eau principale en chaque altitude (ArcGIS).

N°	Courbe de niveau (m)	Distance cumulée (km)
1	1150 - 1200	72
2	1100 - 1150	70
3	1050 - 1100	65
4	1000 - 1050	55
5	950 - 1000	51
6	900 - 950	45
7	850 - 900	33
8	800 - 850	22
9	775 - 800	10

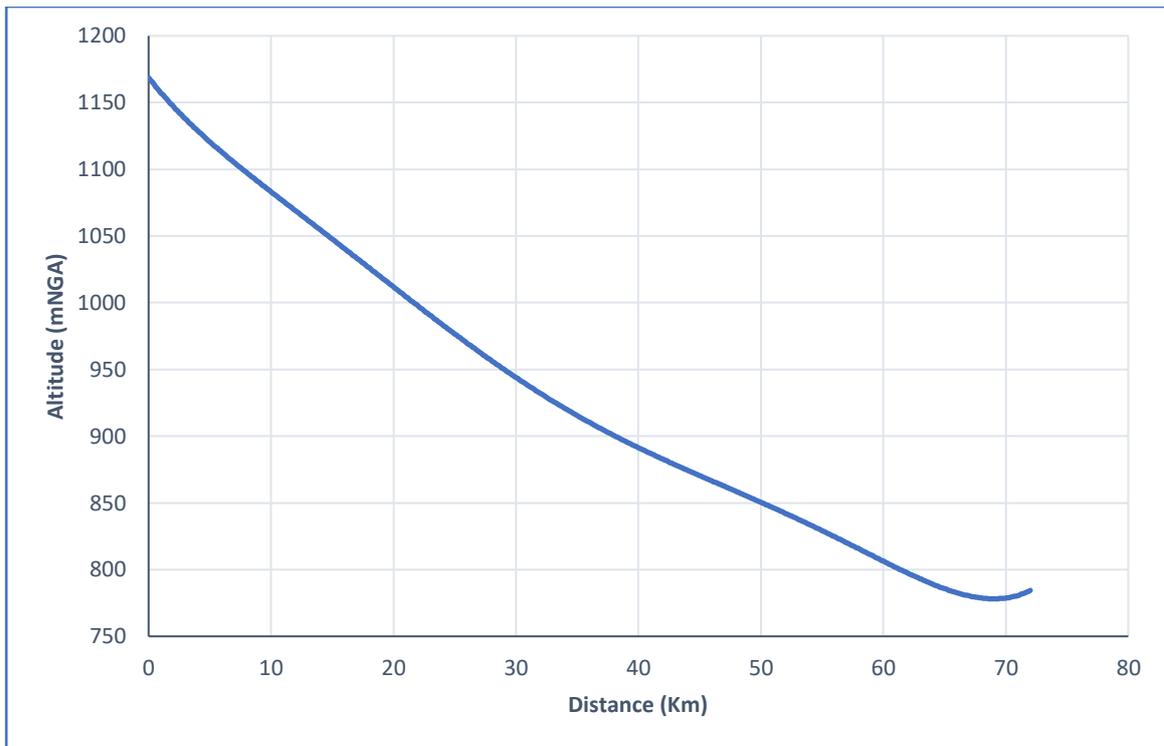


Figure II. 5 : Profil en long du cours d'eau principal

h. Pente moyenne de cours d'eau principal I

Elle exprime le rapport entre la dénivelée et longueur comprise entre deux points suffisamment éloignés sur le cours d'eau principal. La pente moyenne du bassin d'Oued Meskiana est calculée selon la relation suivante :

$$I = \frac{\Delta H}{\Delta L} \dots\dots\dots(\text{II. 17})$$

$$I = 0.45 \%$$

- ΔH: dénivelé entre deux points suffisamment distants (m)
- ΔL: distance entre ces deux points (m)

Tableau II. 7 : Tableau récapitulatif des caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant.

Désignation		Symbol	Unité	Valeur
Superficie		S	km ²	1347
Périmètre		P	km	216.64
Longueur du talweg principal		L _p	km	81.50
Indice de compacité de Gravelius		K _C	/	1.65
Coefficient d'allongement		C _a	/	4.93
Rectangle équivalent	Longueur	L _r	km	93.08
	Largeur	l _r	km	14.47
Altitude	Minimale	H _{min}	m	775
	Maximale	H _{max}	m	1575
	Moyenne	H _{moy}	m	1062
	Médiane	H _{50%}	m	1055
	-	H _{95%}	m	835
	-	H _{5%}	m	1325
Indice de pente global		I _g	m/km	0.53
Indice de pente de Roche		I _p	%	0.81
Dénivelé spécifique		D _s	m	193.20
Indice de pente moyenne		I _m	%	7.98
Densité de drainage		D _d	km/km ²	1.08
Densité du talweg élémentaire		F ₁	talweg/km ²	0.65
Coefficient de torrentialité		C _t	/	0.70
Longueur moyenne des versants		L _i	km	43.20
Temps de concentration		t _c	h	19.86
Vitesse de ruissellement		V _r	km/h	4.10
Pente moyenne de cours d'eau principal		I	%	0.45

II.1.5 Caractéristiques climatiques

L'étude hydrologique d'un bassin versant devrait se compléter par l'analyse de son bilan thermique, dans lequel interviendraient non seulement la chaleur apportée par le rayonnement solaire mais aussi les échanges de chaleur entre le sol, l'atmosphère, les nappes d'eau, les masses glaciaires...et ce afin de de fournir des informations concernant le climat, nécessaires pour la conception du barrage et de ses ouvrages annexes. Souvent, par manque de données, les calculs ne sont pas faits.

Pour les données climatologiques, on a eu recours notamment aux données relevées à la station de Tébessa qui est la plus proche de la zone de l'étude. Elle est convenable pour caractériser le climat de la zone d'étude.

a. Température de l'air

Étant un facteur limitant, la connaissance des températures est indispensable pour caractériser le climat de la région d'étude. Nous présentons dans ce document les températures mensuelles moyennes, minimales et maximales.

L'examen des relevés des températures montre, pour la station de Tébessa qu'il y règne un climat continental accentué à variation saisonnière extrême. Les hivers sont relativement froids et humides et les étés sont chauds et secs.

Tableau II. 8 : Température mensuelle - Station de Tébessa.

Mois	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sep	Oct	Nov	Déc	Année
max	23.7	27	27.4	32.3	40.6	40.4	41.3	40.5	37.6	32.8	27	23.7	32.86
moy	6.07	7.86	9.85	12.91	17.87	23.06	26.17	25.72	21.52	16.56	11.1	7.57	15.52
min	-8.4	5.5	-4.7	-3.8	-0.5	5.4	8.6	8.4	5.2	-1	-3.4	-1.2	0.84

Source : A.N.B.T

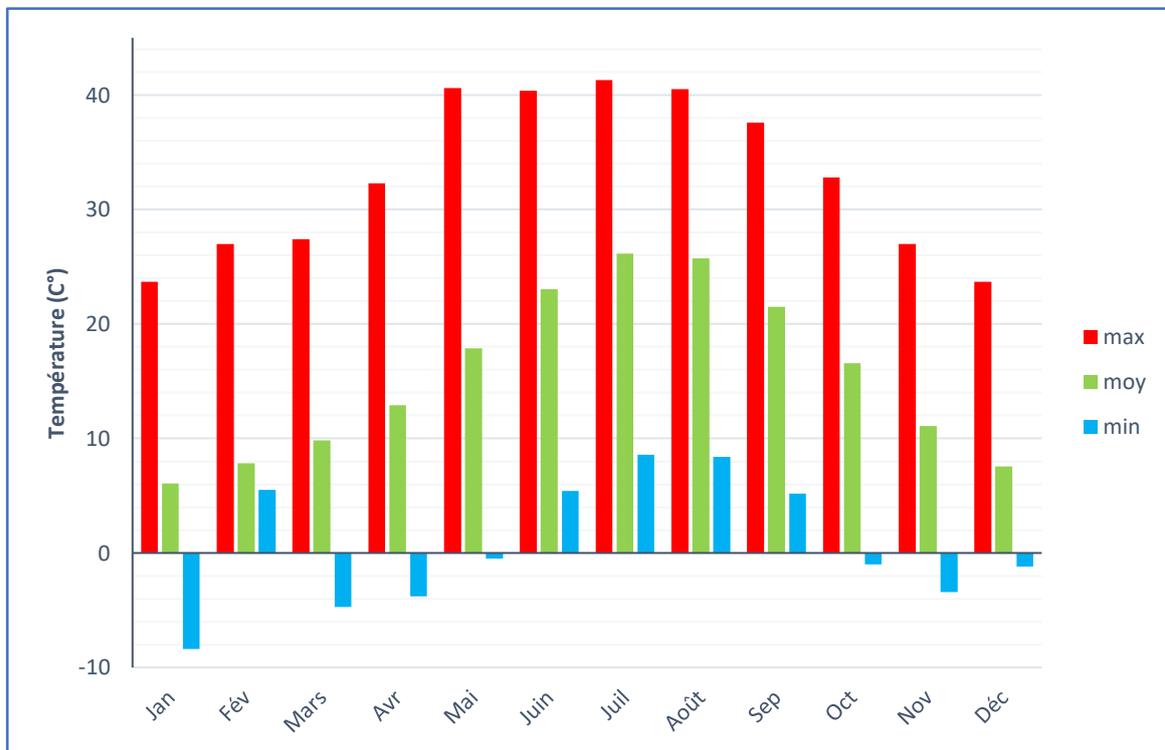


Figure II. 6 : Evolution des températures à la station de Tébessa

b. Humidité relative de l'air

Tableau II. 9 : Humidité relative de l'air - Station de Tébessa.

Mois	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sep	Oct	Nov	Déc	Année
max	91	89	90	87	84	77	98	71	83	86	90	90	86
min	47	41	38	34	29	22	18	20	28	35	44	49	34
moy	72	67	66	61	55	48	38	43	56	63	69	72	59

Source : A.N.B.T

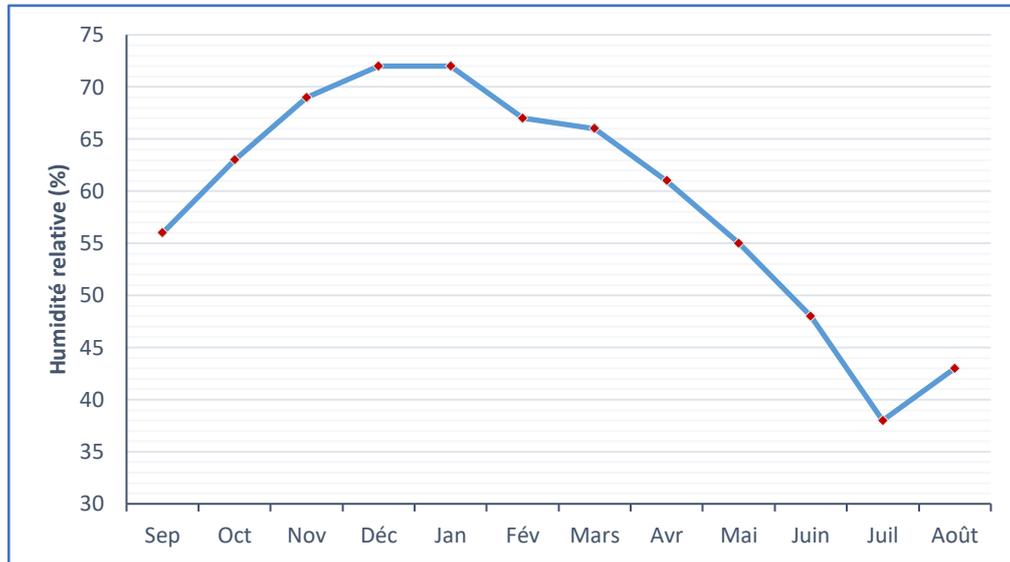


Figure II. 7 : Variation mensuelle de l'humidité relative de l'air - Station de Tébessa

c. Gelées blanches

Les gelées blanches conditionnent dans une certaine mesure la mise en place des cultures. C'est un facteur de grande importance à cause de son incidence sur la culture des primeurs.

Le tableau ci-dessus montre que le nombre moyen de jours de gelées blanches est de 26.6 dont les maximums sont enregistrés en décembre et janvier. Nous faisons remarquer que les gelées sont assez fréquentes dans cette région des hauts plateaux.

Tableau II. 10 : Nombre de jours de gelée blanche – Station de Tébessa.

Mois	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sep	Oct	Nov	Déc	Année
Gelée	7.5	5.1	4.2	0.4	0	0	0	0	0	0.1	1.9	7.4	26.6

Source : A.N.B.T

d. Le sirocco

Le sirocco est par définition un vent chaud et sec soufflant en période sèche du Sud vers le Nord. En se référant toujours à la station de Tébessa, de nombreuses journées de sirocco ont été enregistrées. Le Sirocco peut souffler à n'importe quel moment de l'année avec des maxima aux mois juillet et août et il est souvent difficile d'avoir une quelconque relation d'extrapolation pour toute la région à cause du caractère aléatoire d'une zone à une autre.

Tableau II. 11 : Nombre de jours de Sirocco – station de Tébessa.

Mois	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sep	Oct	Nov	Déc	Année
Sirocco	0.3	0.3	0.0	1.2	1.6	3.2	3.2	4.8	1.2	0.2	0.1	0.1	16.2

Source : A.N.B.T

e. Vitesse du vent

Le régime des vents est présenté sur la base des observations recueillies à la station de Tébessa. L'absence de données au centre de la zone d'étude ne permet pas une interprétation de grande portée, cependant les données relevées à Tébessa peuvent être indicatives.

Le tableau II. 12 montre que les vents soufflants dans la région sont faibles à modéré. La moyenne annuelle est de l'ordre de 2.4 m/s avec un maximum observé en mars et avril.

Tableau II. 12 : Vitesse du vent - Station de Tébessa.

Mois	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sep	Oct	Nov	Déc	Année
V (m/s)	2.0	2.0	2.1	2.4	2.6	2.5	2.7	2.7	2.4	2.5	2.5	2.3	2.4

Source : A.N.B.T

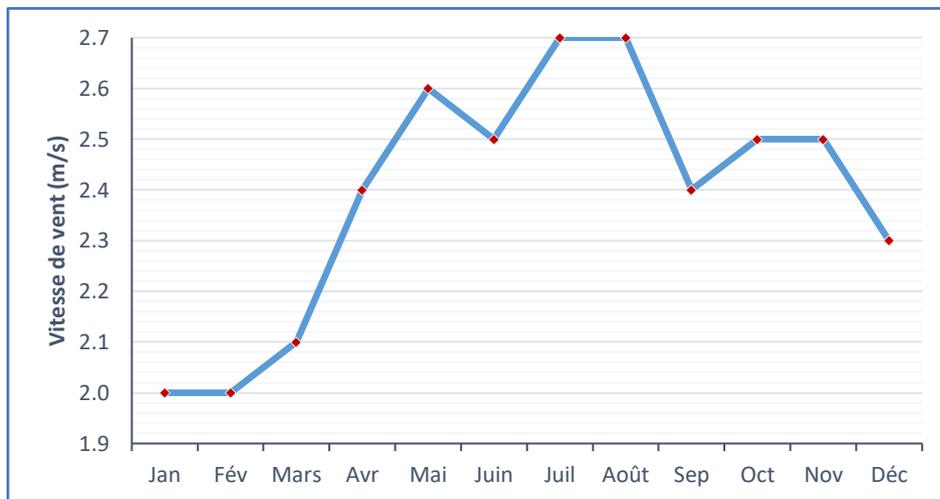


Figure II. 8 : Evolution de la vitesse mensuelle moyenne du vent - station de Tébessa

f. Les orages

Le nombre moyen annuel de jours d'orage s'élève à 28.4 jours /an. Les orages commencent à être importants à partir du mois de juillet avec des maxima au mois d'août et septembre (5.7 jours). Ces orages qui se traduisent par des pluies de forte intensité sont souvent la cause de la dégradation des sols et un taux élevé de sédiments transportés par les oueds entraînant ainsi un engorgement rapide des barrages notamment pour les versants dépourvus de toute végétation. Le tableau II. 13 regroupe le nombre de jours d'orage dans cette région.

Tableau II. 13 : Nombre moyen de jours d'orage.

Mois	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sep	Oct	Nov	Déc	Année
Orage	0.1	0.1	1.1	2.1	3.6	4.4	2.9	5.7	5.7	2.2	0.4	0.1	28.4

Source : A.N.B.T

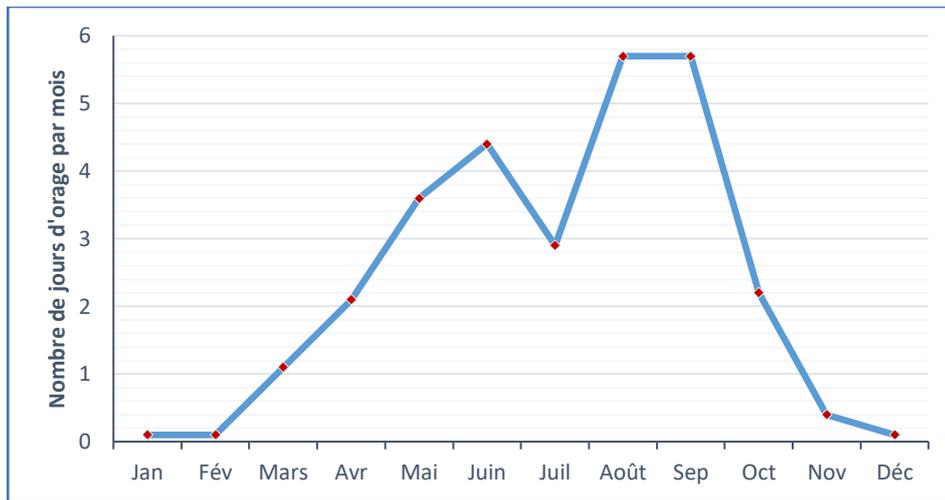


Figure II. 9 : Evolution du nombre de jours d'orage

g. Evaporation :

L'évaporation est un paramètre important dans l'étude hydrologique, car il intervient dans le calcul des pertes au niveau du plan d'eau de la retenue du barrage.

Les données observées au barrage de Foum El Gueiss, proche du site de l'aménagement et soumis à la même condition climatique, sont convenables pour caractériser l'évaporation sur le plan d'eau du barrage de Chebabta.

L'évaporation à partir du bac Colorado a été mesurée à la station de Foum El Gueiss sur plusieurs années.

Le passage de l'évaporation mesurée sur bac Colorado à l'évaporation au niveau d'un plan d'eau libre s'effectue en appliquant un coefficient de réduction de 0.78. On obtient ainsi une évaporation moyenne de 1419 mm/an (Tableau II. 12). Selon le rapport Stucky, l'évaporation ANRH vaut 1463 mm/an, valeur très proche de celle estimée à partir de Foum El Gueiss.

Les mois de mai à septembre sont caractérisés par une forte évaporation, de novembre à février l'évaporation demeure relativement faible.

Tableau II. 14 : Evaporation sur plan d'eau - répartition mensuelle à Foum El Gueiss.

Mois	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sep	Oct	Nov	Déc	Année
Ev(Bec Colorado) (mm/an)	45	48	79	108	191	265	365	316	194	116	56	48	1831
Ev - Plan d'eau (mm/an)	35	37	62	84	141	207	285	246	151	90	44	37	1419

Source : A.N.B.T

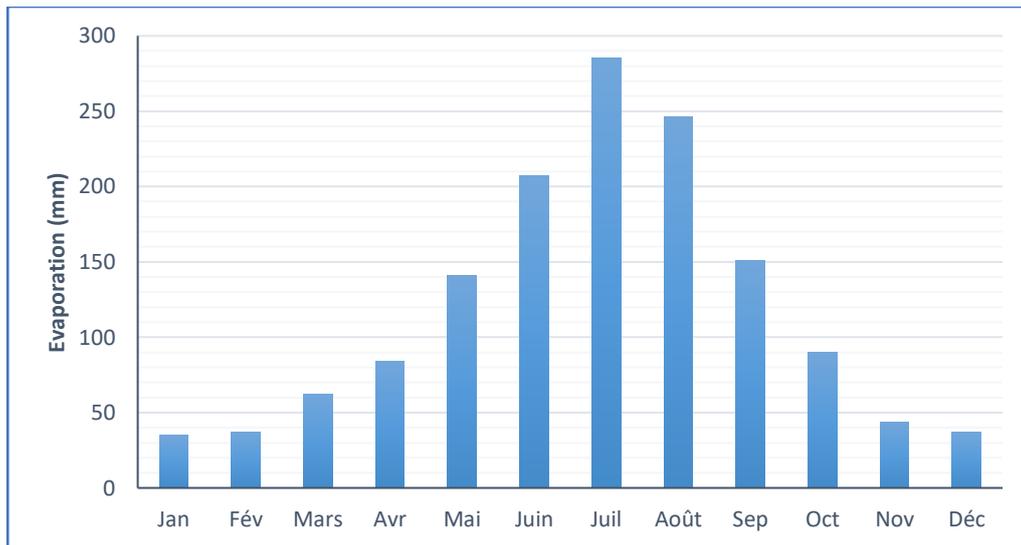


Figure II. 10 : Evolution mensuelle de l'évaporation sur plan d'eau - Barrage Chebabta

II.2 ETUDE DES PRECIPITATIONS

Pour cette étude, on choisit la station de Meskiana (12 02 01) comme station de base pour les calculs et le dimensionnement de notre ouvrage. C'est la plus proche du site, avec un rayon d'influence englobant le bassin versant et son exutoire.

Tableau II. 15 : Stations pluviométriques dans la zone d'étude.

Station	Code	Altitude (mNGA)	Période d'observation	Pluie moyenne annuelle (mm)
Meskiana	120201	845	38	320
Ain Dalaa	120202	980	17	235
Rahia	120208	906	19	279

Source : A.N.R.H

Les pluies moyennes mensuelles ainsi que leur répartition dans l'année sont représentées dans l'Annexe I (Tableau 1).

Tableau II. 16 : Répartition mensuelle de la pluie annuelle.

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Total
P(mm)	35.00	30.03	27.05	25.02	26.70	22.80	35.05	34.00	33.02	26.13	6.84	18.37	320
P (%)	10.94	9.38	8.45	7.82	8.34	7.13	10.95	10.63	10.32	8.17	2.14	5.74	100

Source : A.N.R.H

La répartition mensuelle des précipitations est présentée par la figure suivante :

On note le pic au mois de **mars**.

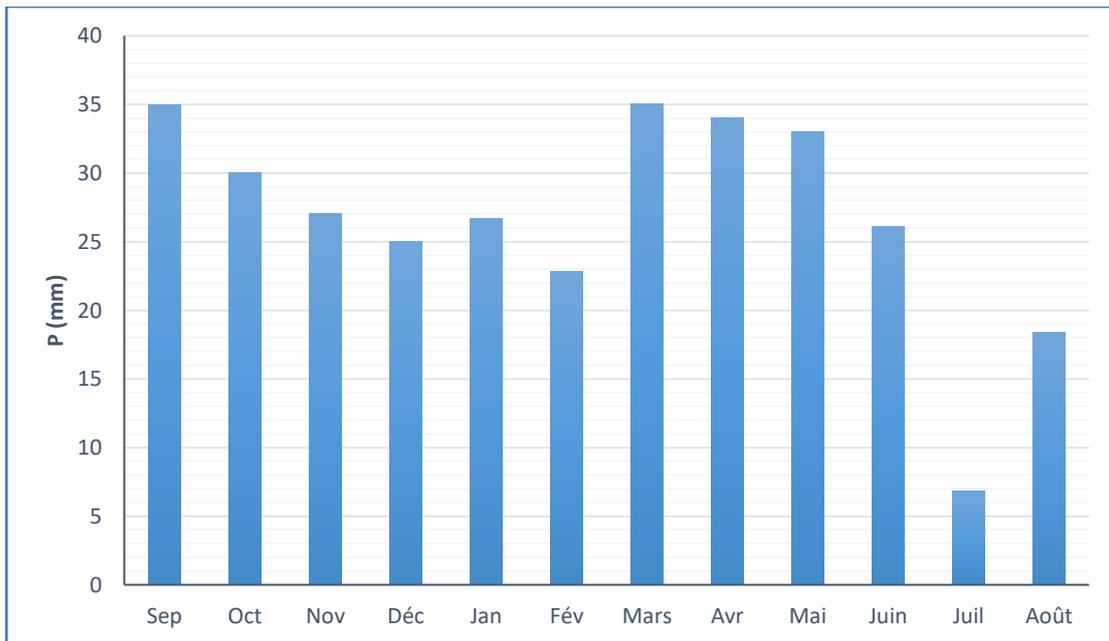


Figure II. 11 : Répartition mensuelle de la pluie annuelle

II.2.1 Ajustement des précipitations

Afin d’estimer les débits fréquents, on passe d’abord par l’étude des précipitations maximales journalières en ajustant les observations par une loi théorique probabiliste, dans le but de déterminer l’intensité de pluie de période de retour donnée. En passant par les étapes suivantes :

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

La série des pluies maximales journalière, avec 38 observations (1969-2006), est présentée dans l’Annexe I (Tableau 2)

Tableau II. 17 : Caractéristiques statistiques de la série de pluie utilisée.

Caractéristiques	Formules	Valeurs
La somme des P _{max,j} (mm)	$\sum_{i=1}^{38} x_i$	1154.6
La moyenne des P _{max,j} (mm)	$\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^{38} x_i}{38}$	30.38
L’écart type σ_x	$\sigma^2 = \frac{1}{n-1} \times \sum_{i=1}^n (x_i^2 - n\bar{x}^2)$ $\sigma = \sqrt{\sigma^2}$	12.1
Coefficient de variation Cv	$Cv = \frac{\sigma}{\bar{x}}$	0.400
L’exposant climatique	Donné par l’ARNH d’Alger	b = 0.31

II.2.1.1 Test d’homogénéité

Afin de vérifier l’homogénéité de notre série d’observation, on fait intervenir un test non paramétrique, le test de Wilcoxon (plus puissant que celui de la médiane), pour cela on divise notre série de pluie annuelle en deux sous-série X et Y dont les tailles sont respectivement N_1 et N_2 avec ($N_1 < N_2$)

Après avoir classé la série X U Y par ordre décroissant on attribue à chaque valeur de la série son rang et préciser à quelle sous série appartient-elle (Tableau 1 dans l’Annexe II).

Soit Y la série d’observation de taille N_1 à étudier dans ce test pour un seuil de signification $1-\alpha = 95\%$

D’après Wilcoxon la série de données est homogène si et seulement si cette inégalité soit vérifiée : $W_{min} < W_y < W_{max}$

Avec : W_x la somme des rangs de l’échantillon X

$$W_{min} = \frac{(N_1+N_2+1)N_1-1}{2} - \mu_{1-\alpha/2} \sqrt{\frac{N_1N_2(N_1+N_2+1)}{12}} \dots\dots\dots(\text{II. 18})$$

$$W_{max} = (N_1 + N_2 + 1)N_1 - W_{min} \dots\dots\dots(\text{II. 19})$$

- N_1 : taille de l’échantillon X
- N_2 : taille de l’échantillon Y
- $\mu_{1-\alpha/2}$: variable centrée réduite de Gauss pour un seuil de 95% ; $\mu_{1-\alpha/2} = 1.96$

Tableau II. 18 : Résultat du test de Wilcoxon.

Taille de l’échantillon	38
N1	18
N2	20
Wx	344
Wmin	283.46
Wmax	418.54
$W_{min} < W_x < W_{max} \Rightarrow$ condition vérifiée \Rightarrow série homogène	

II.2.1.2 Choix 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 utilisera le logiciel HYFRAN, pour l’ajustement avec la normale (loi de Gausse), la loi log normal (loi de Galton) et la loi doublement exponentielle (la loi de Gumbel).

a. Loi normale, loi de Gausse

On ajuste cette série de pluie par la loi normale exprimée par la fonction de répartition de la forme :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{1}{2}u^2} du \dots\dots\dots(\text{II. 20})$$

$$u = \frac{x-\bar{x}}{\sigma} \dots\dots\dots(\text{II. 21})$$

➤ u : variable réduite de Gauss

La relation $x = \sigma u + \bar{x}$ est l'équation de la droite de Henry sur papier normal

Les paramètres d'ajustement à la loi normale sont donnés ci-après :

- $\mu = 30.384211$
- $\sigma = 12.149286$
- $q = F(X)$; probabilité au non-dépassement
- $T = 1/(1 - q)$

Tableau II. 19 : Résultat de l'ajustement à la loi de Gausse.

Temps de retour T	Probabilité au non-dépassement F(X)	P _{max,j} (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
10000	0.9999	75.6	5.61	64.6-86.6
2000	0.9995	70.4	5.05	60.5-80.3
1000	0.9990	67.9	4.79	58.5-77.3
200	0.9950	61.7	4.14	53.6-69.8
100	0.9900	58.7	3.83	51.1-66.2
50	0.9800	55.3	3.51	48.5-62.2
20	0.9500	50.4	3.05	44.4-56.3
10	0.9000	46.0	2.68	40.7-51.2
5	0.8000	40.6	2.30	36.1-45.1

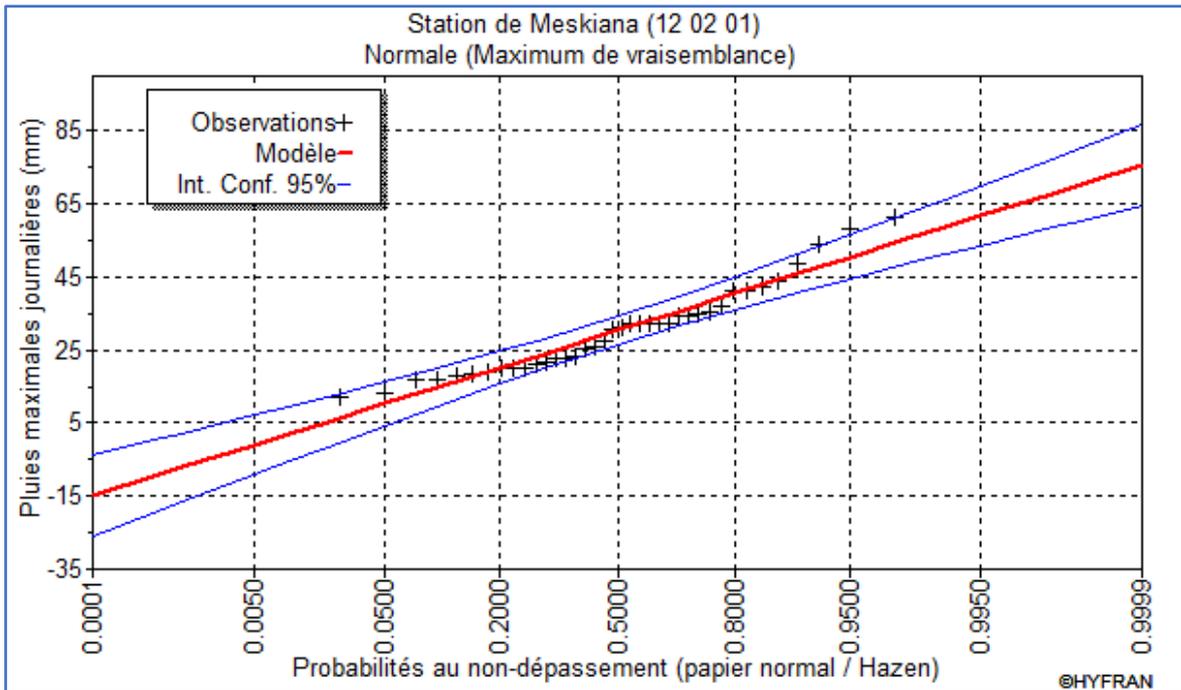


Figure II. 12 : Ajustement à la loi de Gausse

b. Loi Log normal, loi de Galton

L’ajustement de la série se fait de la même manière comme précédent seulement, on change la loi dont on ajuste. La fonction de répartition de la loi de Galton s’exprime selon la formule suivante :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{1}{2}u^2} du \dots\dots\dots(\text{II. 22})$$

$$u = \frac{\ln X - \overline{\ln X}}{\sigma_{\ln x}} \dots\dots\dots(\text{II. 23})$$

➤ u : variable réduite de Gauss.

L’équation de la variable réduite sous forme d’une droite dont l’expression est :

$$\ln x = \sigma_{\ln x} u + \overline{\ln x} \dots\dots\dots(\text{II. 24})$$

L’ajustement est fait par le biais d’un outil informatique de calcul probabiliste dont les paramètres de l’ajustement par la loi de Galton sont comme suit :

- $\mu = 3.337526$
- $\sigma = 0.398749$
- $q = F(X)$; probabilité au non-dépassement
- $T = 1/(1 - q)$

Tableau II. 20 : Résultat de l'ajustement à la loi de Galton.

Temps de retour T	Probabilité au non-dépassement F(X)	P _{max,j} (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
10000	0.9999	124	22.8	79.3-169
2000	0.9995	105	17.3	70.6-139
1000	0.9990	96.5	15.2	66.8-126
200	0.9950	78.6	10.7	57.7-99.6
100	0.9900	71.2	8.95	53.6-88.7
50	0.9800	63.9	7.35	49.4-78.3
20	0.9500	54.2	5.42	43.6-64.9
10	0.9000	46.9	4.12	38.8-55.0
5	0.8000	39.4	2.97	33.5-45.2

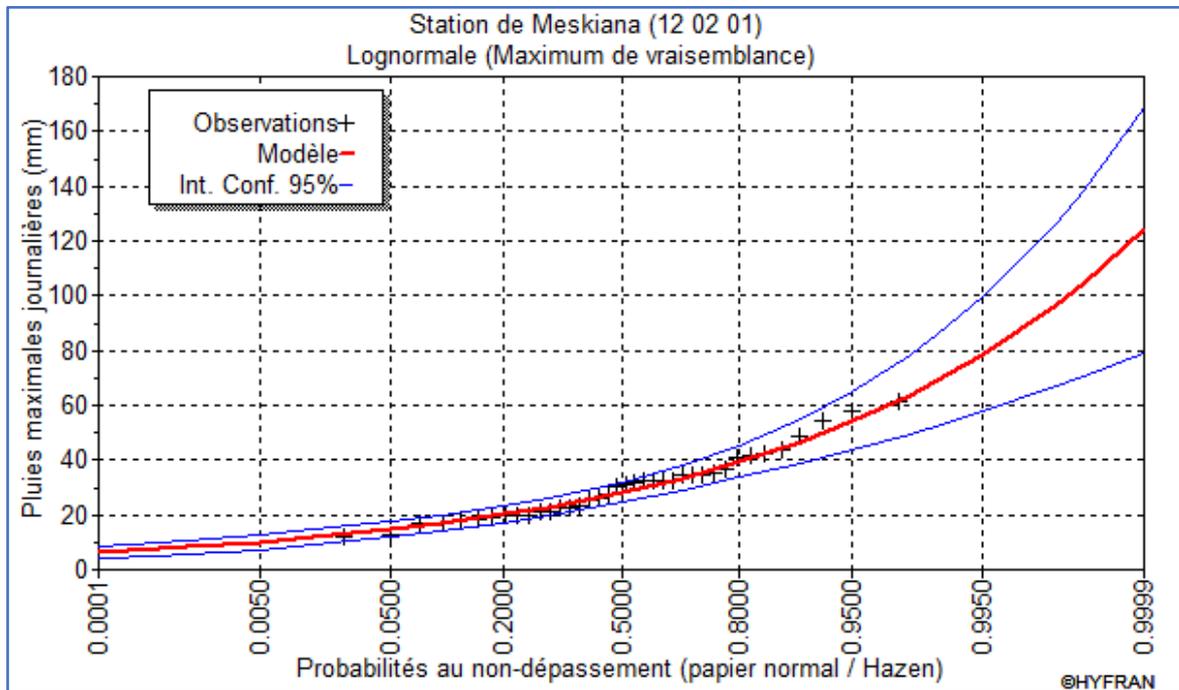


Figure II. 13 : Ajustement à la loi de Galton

c. Loi doublement exponentielle, loi de Gumbel

La loi double exponentielle ou loi de Gumbel, est la forme limite de la distribution de la valeur maximale. Elle s'applique pour la précipitation maximale journalière pour une période de retour donnée afin de déterminer les valeurs fréquentielles selon la formule suivante :

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \dots\dots\dots(\text{II. 25})$$

Avec : $Y = A(x - x_0)$

- $1/\alpha$: pente de la droite de Gumbel
- y : variable réduite de Gumbel
- x : précipitation maximale journalière en (mm)
- x_0 : coordonné à l'origine en (mm)

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

La valeur expérimentale pour chaque valeur de précipitation est calculée suivant la formule de Hazen, tel que :

$$F(x) = \frac{m-0.5}{n} \dots\dots\dots(\text{II. 26})$$

- m : rang de la valeur de précipitation après classement par ordre croissant
- n : nombre total d'observation dans la série ; $n = 38$

L'ajustement est fait par le biais d'un outil informatique de calcul probabiliste dont les paramètres de l'ajustement par la loi de Gumbel sont comme suit :

- $\mu = 24.767115$
- $\alpha = 9.614234$
- $q = F(X)$; probabilité au non-dépassement
- $T = 1/(1 - q)$

Tableau II. 21 : Résultat de l'ajustement à la loi de Gumbel.

Temps de retour T	Probabilité au non-dépassement F(X)	$P_{\max,j}$ (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
10000	0.9999	113	12.0	89.7-137
2000	0.9995	97.8	10.1	78.1-118
1000	0.9990	91.2	9.21	73.1-109
200	0.9950	75.7	7.24	61.5-89.9
100	0.9900	69.0	6.40	56.4-81.5
50	0.9800	62.3	5.56	51.4-73.2
20	0.9500	53.3	4.46	44.6-62.1
10	0.9000	46.4	3.64	39.3-53.5
5	0.8000	39.2	2.82	33.6-44.7

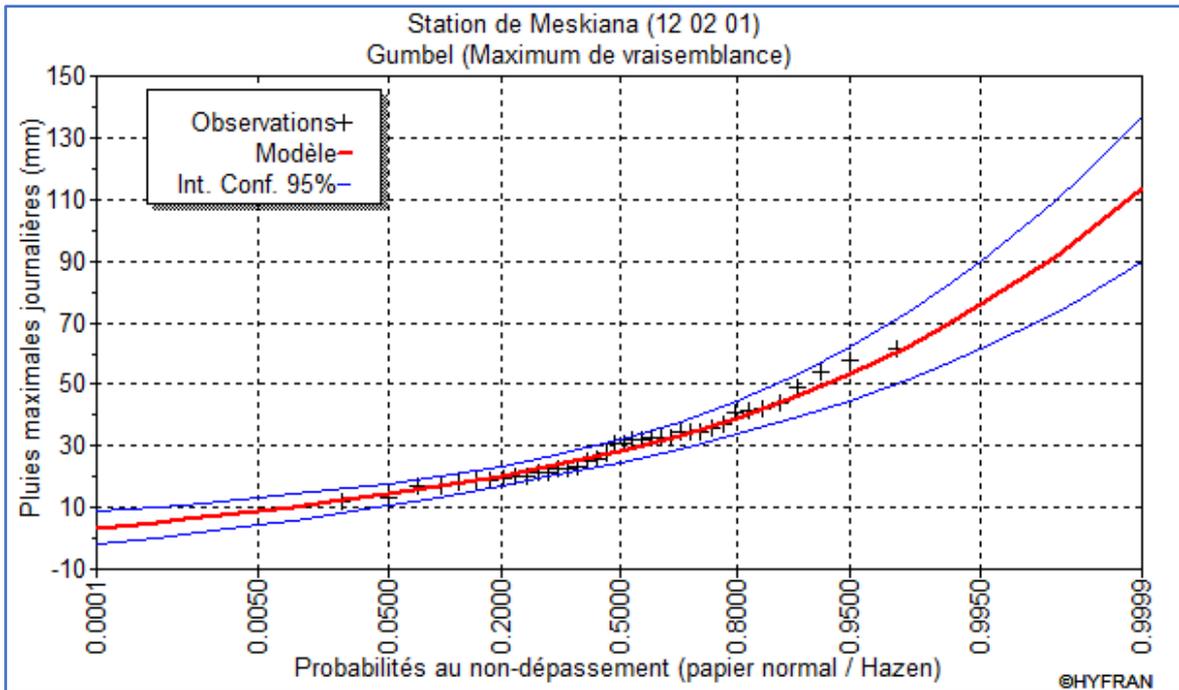


Figure II. 14 : Ajustement à la loi de Gumbel

Conclusion

D'après les schémas précédents, les lois doublement exponentielle (Gumbel) et Log normal (Galton), présentent tous les points à l'intérieur de l'intervalle de confiance et plus proches de la droite de HENRY.

On choisira donc la loi qui présente une adéquation meilleure, à l'aide du test de Khi carré.

Tableau II. 22 : Test d'adéquation (test du Khi carré) (HYFRAN)

Loi Log normal (Galton)	loi doublement exponentielle (Gumbel)
$\chi^2_{\text{calculé}} = 9.16$	$\chi^2_{\text{calculé}} = 6.63$
Degré de liberté $\lambda = 5$	Degré de liberté $\lambda = 5$
$\chi^2_{\text{théorique}} = 11.07 (5\%) ;$ (à partir du Tableau 2, Annexe II)	

On conclut que la pluie maximale journalière suit la loi **doublement exponentielle (Gumbel)**.

II.2.2 Pluies de courtes durées et leurs intensités à différentes fréquences

Dans le but de tracer les courbes I.D.F on utilise des formules générales exprimant la précipitation à une fréquence donnée en fonction du temps, tel que la formule de Montana :

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

- $P_{ct}\%$: pluie d'une courte durée (t) pour une fréquence voulue (mm)
- P_{maxj} : pluie maximale journalière pour une même fréquence (mm)
- t : durée de la pluie
- b : exposant climatique de la région ; b = 0.31

L'intensité de pluie est donnée par la formule :

$$I = \frac{P_{ct}}{t} \dots\dots\dots(\text{II. 28})$$

Le tableau suivant regroupe les pluies maximales fréquentielles utilisées pour le calcul des pluies de courte durée et l'intensité de différentes fréquences. Ces valeurs sont obtenues à partir de l'ajustement à la loi de Gumbel, fait précédemment.

Tableau II. 23 : Pluies maximales fréquentielles.

Période de retour	5	10	20	50	100	1000	10000
Fréquence (%)	20	10	5	2	1	0.1	0.01
P_{max,j} p(%) (mm)	39.2	46.4	53.3	62.3	69.0	91.2	113

Le calcul de pluie de courte durées et de l'intensité de différentes fréquences est représenté dans le suivant. Il est aussi accompagné des « Courbes des pluies de courte durée » et des « Courbes des intensités fréquentielles (I.D.F) ».

Tableau II. 24 : Pluie de courte durées et l'intensité de différentes fréquences.

Période	5		10		20		50		100		1000		10000	
Fréquence (%)	20		10		5		2		1		0.1		0.01	
P _{max,j} .p(%) (mm)	39.2		46.4		53.3		62.3		69.0		91.2		113	
t (h)	P _{max,j} (mm)	I ₀ (mm/h)												
0.5	11.81	23.61	13.97	27.95	16.05	32.10	18.76	37.53	20.78	41.56	27.47	54.93	34.03	68.06
1	14.64	14.64	17.32	17.32	19.90	19.90	23.26	23.26	25.76	25.76	34.05	34.05	42.19	42.19
2	18.14	9.07	21.48	10.74	24.67	12.34	28.84	14.42	31.94	15.97	42.21	21.11	52.30	26.15
3	20.57	6.86	24.35	8.12	27.97	9.32	32.70	10.90	36.22	12.07	47.87	15.96	59.31	19.77
4	22.49	5.62	26.63	6.66	30.58	7.65	35.75	8.94	39.59	9.90	52.33	13.08	64.84	16.21
5	24.10	4.82	28.53	5.71	32.77	6.55	38.31	7.66	42.43	8.49	56.08	11.22	69.49	13.90
6	25.51	4.25	30.19	5.03	34.68	5.78	40.54	6.76	44.90	7.48	59.34	9.89	73.53	12.25
7	26.75	3.82	31.67	4.52	36.38	5.20	42.52	6.07	47.09	6.73	62.25	8.89	77.12	11.02
8	27.89	3.49	33.01	4.13	37.92	4.74	44.32	5.54	49.08	6.14	64.88	8.11	80.38	10.05
9	28.92	3.21	34.23	3.80	39.33	4.37	45.97	5.11	50.91	5.66	67.29	7.48	83.37	9.26
10	29.88	2.99	35.37	3.54	40.63	4.06	47.49	4.75	52.60	5.26	69.52	6.95	86.14	8.61
11	30.78	2.80	36.43	3.31	41.85	3.80	48.92	4.45	54.18	4.93	71.61	6.51	88.72	8.07
12	31.62	2.64	37.43	3.12	42.99	3.58	50.25	4.19	55.66	4.64	73.57	6.13	91.15	7.60
13	32.41	2.49	38.37	2.95	44.07	3.39	51.52	3.96	57.06	4.39	75.41	5.80	93.44	7.19
14	33.17	2.37	39.26	2.80	45.10	3.22	52.71	3.77	58.38	4.17	77.17	5.51	95.61	6.83

15	33.89	2.26	40.11	2.67	46.07	3.07	53.85	3.59	59.64	3.98	78.83	5.26	97.68	6.51
16	34.57	2.16	40.92	2.56	47.00	2.94	54.94	3.43	60.85	3.80	80.43	5.03	99.65	6.23
17	35.23	2.07	41.70	2.45	47.90	2.82	55.98	3.29	62.00	3.65	81.95	4.82	101.54	5.97
18	35.86	1.99	42.44	2.36	48.75	2.71	56.98	3.17	63.11	3.51	83.42	4.63	103.36	5.74
19	36.46	1.92	43.16	2.27	49.58	2.61	57.95	3.05	64.18	3.38	84.83	4.46	105.11	5.53
19.86	36.96	1.86	43.75	2.20	50.26	2.53	58.75	2.96	65.07	3.28	86.00	4.33	106.56	5.37
20	37.05	1.85	43.85	2.19	50.37	2.52	58.88	2.94	65.21	3.26	86.19	4.31	106.79	5.34
21	37.61	1.79	44.52	2.12	51.14	2.44	59.77	2.85	66.20	3.15	87.50	4.17	108.42	5.16
22	38.16	1.73	45.17	2.05	51.88	2.36	60.64	2.76	67.16	3.05	88.77	4.04	109.99	5.00
23	38.69	1.68	45.79	1.99	52.60	2.29	61.48	2.67	68.10	2.96	90.00	3.91	111.52	4.85
24	39.20	1.63	46.40	1.93	53.30	2.22	62.30	2.60	69.00	2.88	91.20	3.80	113.00	4.71

Tel que : $t_c = 19.86$, le temps de concentration calculé auparavant.

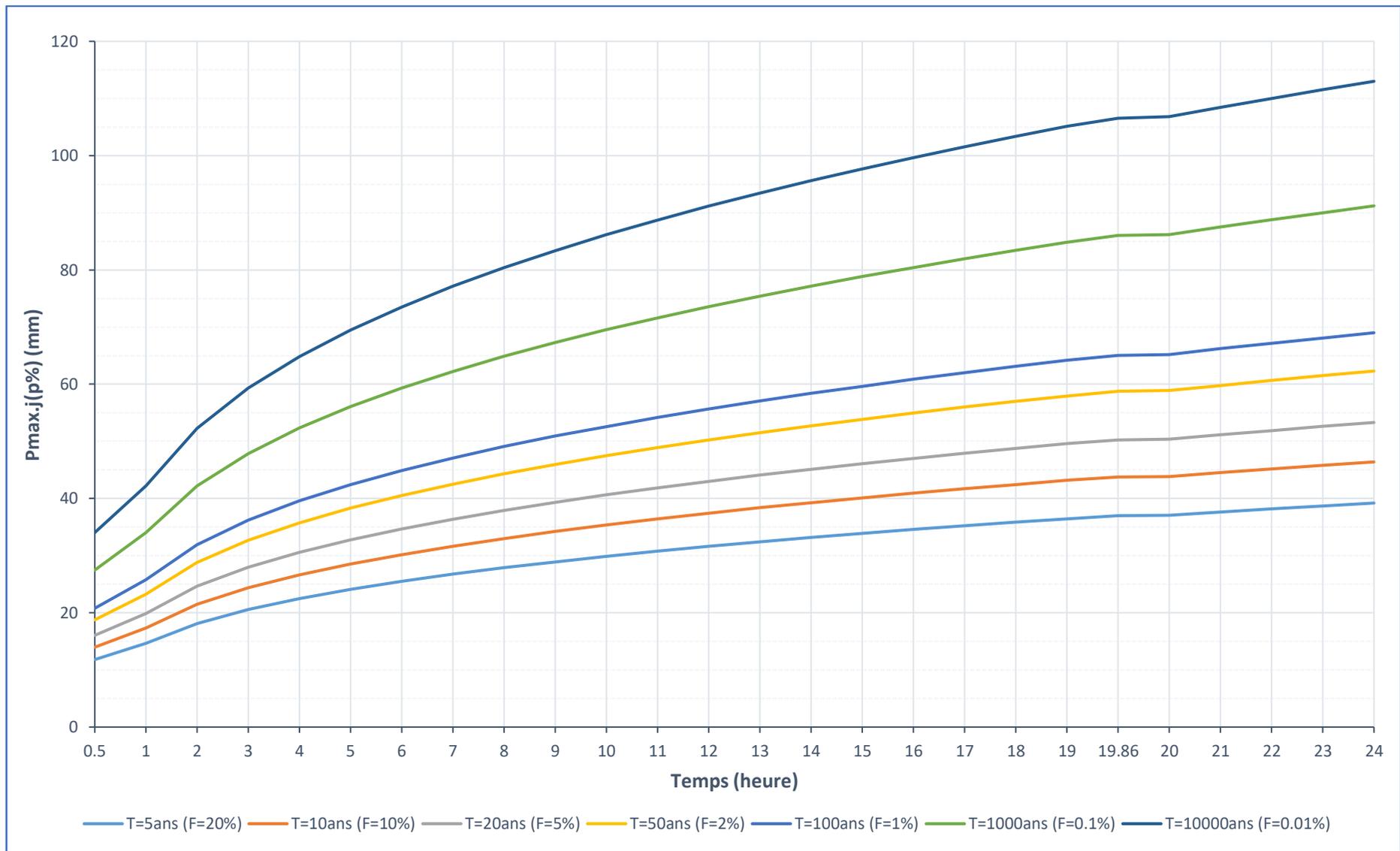


Figure II. 15 : Courbes des pluies de courte durée

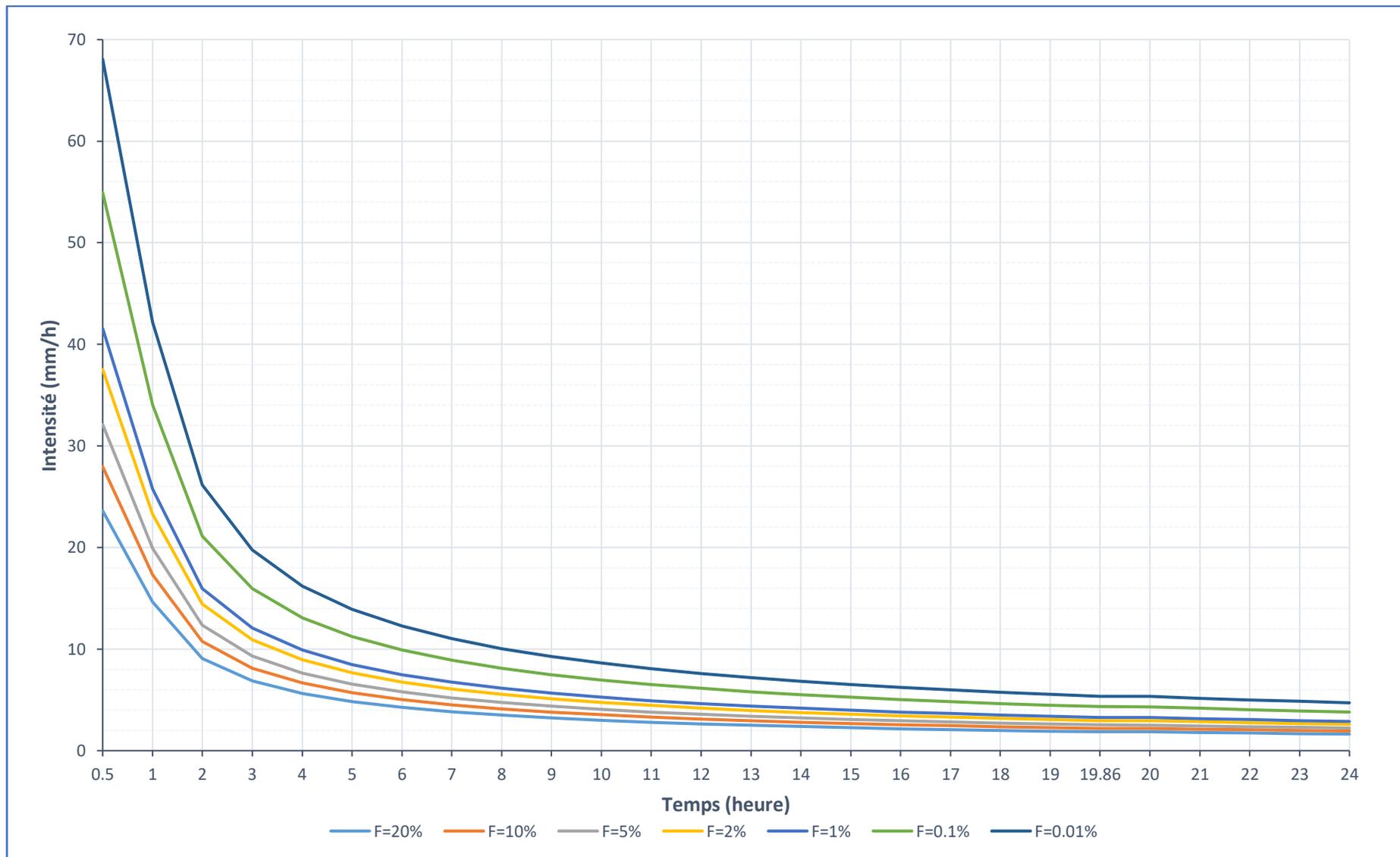


Figure II. 16 : Courbes des intensités fréquentielles (I.D.F)

II.3 ETUDE DES APPORTS

Lorsque le bassin versant est jaugé le moyen le plus efficace pour la détermination des apports est celui des observations hydrométriques, dans le cas contraire, on procède soit par analogie par rapport à un autre bassin voisin qui sera bien sûr jaugé, ou encore par le biais des méthodes et des relations empiriques basées sur la pluviométrie, qui dépendent des paramètres d’apport et de déficit.

II.3.1 L’apport moyen interannuel A_0

Pour l’estimation de l’apport interannuel A_0 , on a opté pour la méthode d’analogie qui est basée sur les informations des apports de la station hydrométrique la plus proche du site, soit celle de l’Aouinet (12 04 04).

Tableau II. 25 : Station hydrométrique de la zone d’étude.

Station	Code	Oued	Superficie (km ²)	Durée	Période d'observation
El Aouinet	120404	Mellegue	1305	32	1975-2006

Source : A.N.R.H

a. Estimation de l’apport de la station A_0^{st}

La série des apports liquides est représentée dans l’Annexe I (Tableau 3).

Tableau II. 26 : Répartition mensuelle de l'apport moyen de la station de l’Aouinet.

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Total
A (Mm ³)	0.57	1.56	2.48	4.15	5.96	5.1	4.36	2.59	2.96	0.78	0.52	0.33	31.36
Apport(%)	1.82	4.97	7.91	13.23	19.01	16.26	13.90	8.26	9.44	2.49	1.66	1.05	100

L’apport moyenne annuelle de la station est donc : $A_0^{st} = 31.36 \text{ Mm}^3$

b. Estimation de l’apport du site A_0^{site}

D’après la station hydrométrique de l’Aouinet, on estime l’apport interannuel du site comme suit :

$$A_0^{site} = \frac{S}{S^{st}} \times A_0^{st} \dots\dots\dots(\text{II. 29})$$

$$A_0^{site} = 32.37 \text{ Mm}^3$$

- A_0^{site} : apport moyen annuel estimé du site
- A_0^{st} : apport moyenne annuelle de la station (120404)
- S : surface du bassin versant du site ; S = 1347 km²
- S^{st} : surface du bassin versant où se trouve la station ; $S^{st} = 1305 \text{ km}^2$

Tableau II. 27 : Répartition mensuelle de l'apport moyen du site.

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Total
Apport (%)	1.82	4.97	7.91	13.23	19.01	16.26	13.90	8.26	9.44	2.49	1.66	1.05	100
A (Mm ³)	0.59	1.61	2.56	4.28	6.15	5.26	4.50	2.67	3.06	0.81	0.54	0.34	32.37

Source : A.N.R.H

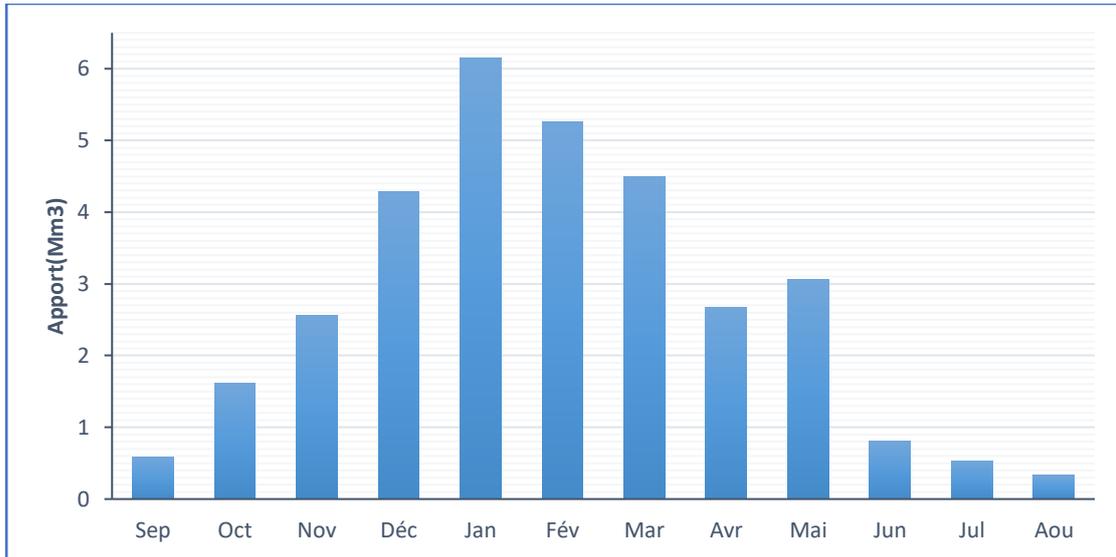


Figure II. 17 : Répartition mensuelle de l'apport moyen du site

II.3.2 Caractéristiques de l'écoulement

a. Module de l'écoulement

Il est donné par :

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

$$M_e = 1026.425 \text{ l/s}$$

- A_0 : apport moyen annuel (Mm³) ; $A_0 = A_0^{\text{site}} = 32.37 \text{ Mm}^3$
- T : temps d'une année en secondes $T = 31536000 \text{ s}$

b. Module de l'écoulement relatif

On a:

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

$$M_0 = 0.762 \text{ l/s/km}^2$$

- M_e : module de l'écoulement (l/s)
- S : superficie du bassin (Km²)

c. lame d'eau écoulée

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

$$L_e = 24.031 \text{ mm}$$

- A_0 : apport moyen annuel (Mm³).
- S : superficie du bassin (Km²).

d. Coefficient de l'écoulement

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

$$C_e = 0.075$$

- L_e : lame d'eau écoulée (mm)
- P_{moy} : pluie moyenne annuelle (mm) ; $P_{\text{moy}} = 320 \text{ mm}$

II.3.3 Les apports fréquents

Le calcul des apports fréquents se fait par l’ajustement de la série des apports.

Pour notre cas on utilisera le logiciel HYFRAN, pour un ajustement avec loi doublement exponentielle (la loi de Gumbel).

Les paramètres de l’ajustement par la loi de Gumbel sont comme suit :

- $\mu = 26.017527$
- $\alpha = 9.773869$
- $q = F(X)$; probabilité au non-dépassement
- $T = 1/(1 - q)$

Tableau II. 28 : Résultat de l’ajustement à la loi de Gumbel (pour A_0).

Temps de retour T	Probabilité au non-dépassement F(X)	A_0 (Mm ³)	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
10000	0.9999	116	13.4	75 - 164
2000	0.9995	100	11.2	67.6 - 136
1000	0.999	93.5	10.2	64.3 - 124
200	0.995	77.8	8.05	56.3 - 99.1
100	0.99	71	7.11	52.7 - 88.8
50	0.98	64.2	6.18	48.9 - 78.7
20	0.95	55	4.96	43.6 - 65.8
10	0.9	48	4.04	39.2 - 56.2
5	0.8	40.7	3.13	34.2 - 46.6

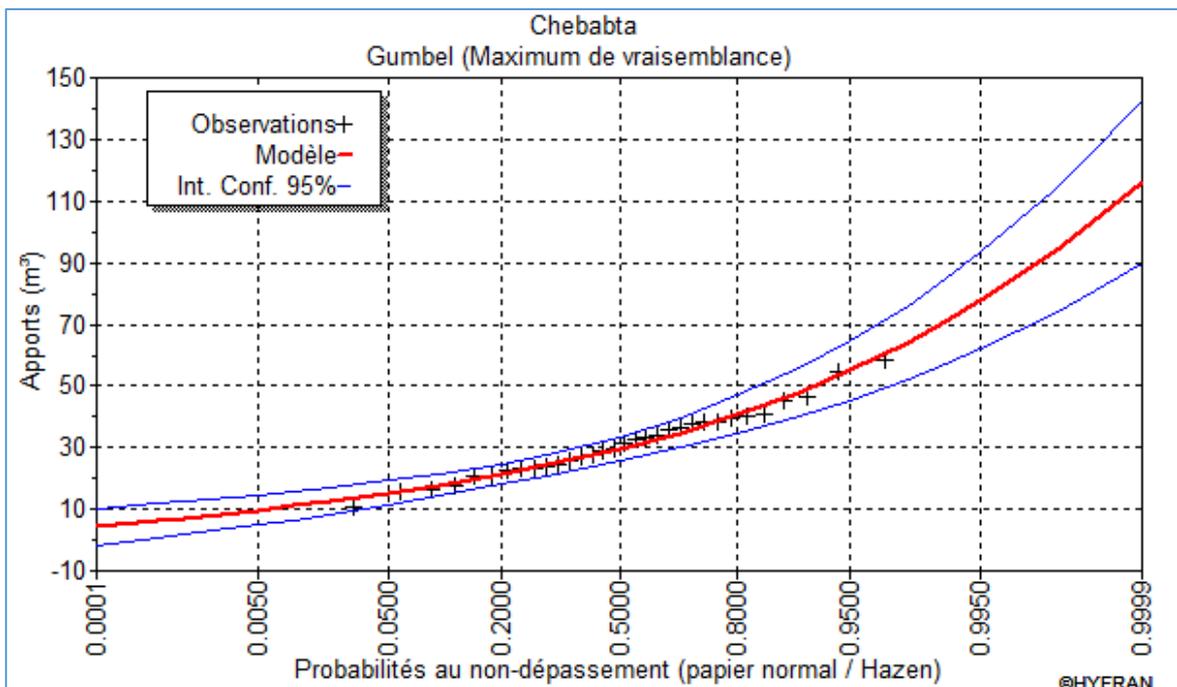


Figure II. 18 : Ajustement à la loi de Gumbel (pour A_0)

Tableau II. 29 : Comparaison des caractéristiques (Pour A₀).

Caractéristiques	Loi de Gumbel	Echantillon
Minimum	Aucun	10.7
Maximum	Aucun	58.7
Moyenne	31.7	31.4
Ecart-type	12.5	11.1
Médiane	29.6	30.6
Coefficient de variation (Cv)	0.396	0.354
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.14	0.472
Coefficient d'aplatissement (Ck)	2.4	2.74

a. Estimation de l'apport de la station A_{80%}st

D'après l'ajustement de la série des apports moyens annuels de la station de l'Aouinet, on peut tirer la valeur A_{80%}st, celle-ci correspond à la valeur de la période de retour T = 5 ans . (tel que : $T = \frac{1}{1-F(x)}$). Cette apport garantit un remplissage de 8 années sur 10.

$$A_{80\%}^{\text{site}} = 40.7 \text{ Mm}^3$$

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. 30 : Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80% de la station de l'Aouinet.

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Total
A80% (%)	1.82	4.97	7.91	13.23	19.01	16.26	13.90	8.26	9.44	2.49	1.66	1.05	100
A80% (Mm³)	0.74	2.02	3.22	5.39	7.74	6.62	5.66	3.36	3.84	1.01	0.67	0.43	40.7

b. Estimation de l'apport du site A_{80%}^{site}

$$A_0^{\text{site}} = \frac{S}{S^{\text{st}}} \times A_0^{\text{st}} \dots\dots\dots(\text{II. 34})$$

$$A_{80\%}^{\text{site}} = 42.01 \text{ Mm}^3$$

- A_{80%}^{site} : apport moyen annuel estimé du site
- A_{80%}st : apport moyenne annuelle de la station (120404)
- S : surface du bassin versant du site ; S = 1347 km²
- Sst : surface du bassin versant où se trouve la station ; Sst = 1305 km²

Tableau II. 31 : Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80% du site.

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Total
Apport (%)	1.82	4.97	7.91	13.23	19.01	16.26	13.90	8.26	9.44	2.49	1.66	1.05	100
A (Mm³)	0.76	2.09	3.32	5.56	7.98	6.83	5.84	3.47	3.97	1.04	0.70	0.44	42.01

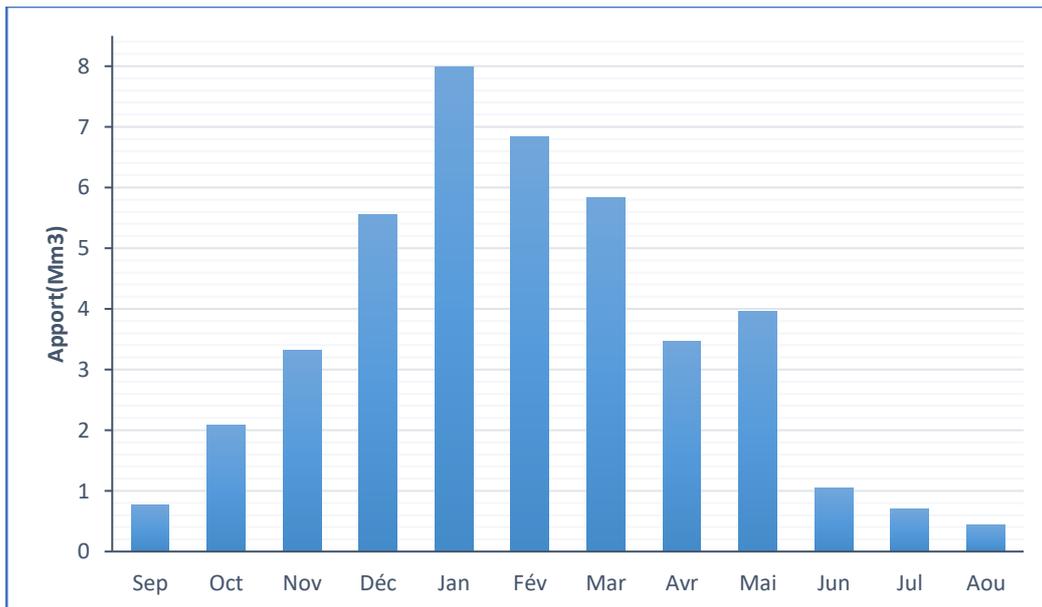


Figure II. 19 : Répartition mensuelle des apports 80% du site

II.4 ETUDE DES APPORTS SOLIDES

Les apports solides dépendent principalement de la région, du climat (pluies et température), de l'étendue du relief du bassin, de la résistance du sol à l'érosion, liée aussi à la végétation et à la nature géologique des roches. Son estimation permet un bon dimensionnement de l'ouvrage projeté. L'eau met en jeu deux types de mécanismes :

- Le transport solide en suspension ;
- Le transport solide par charriage.

Le manque des données de mesure du transport solide nous ramène à accepter toute méthode empirique qui nous donne un ordre de grandeur acceptable de l'écoulement solide. Dans notre cas on optera pour quelques formules empiriques parmi les plus utilisées.

II.4.1 Apport solide en suspension

a. Formule de Fournier (1960)

Cette formule est liée à l'érosion spécifique, elle apporte souvent un ordre de grandeur intéressant, elle s'écrit comme suit :

$$E_S = \frac{1}{36} \left(\frac{P_m^2}{P_a} \right)^{2.65} \left(\frac{h^2}{S} \right)^{0.46} \dots\dots\dots(\text{II. 35})$$

$E_S = 8.581 \text{ t/km}^2/\text{an.}$

- P_m : pluie mensuelle du mois le plus pluvieux (Mars) (mm) ; $P_m = 35.05 \text{ mm}$
- P_a : pluie moyenne annuelle (mm) ; $P_a = 320 \text{ mm}$
- h : altitude tel que : $h = 0.45 \times (H_{\max} - H_{\min})$; $h = 320 \text{ m}$
- H_{\max} : altitude maximale ; $H_{\max} = 1575 \text{ m}$
- H_{\min} : altitude minimale ; $H_{\min} = 775 \text{ m}$
- S : surface du bassin versant (km^2) ; $S = 1347 \text{ km}^2$

b. Formule de Tixeront (1960)

Cette formule est basée sur les données recueillies dans 32 bassins algériens et 9 bassins tunisiens sur une durée comprise entre 2 et 22 ans :

$$\begin{cases} Ta = 354 Le^{0.15} ; \text{pour les bassins tunisiens} \\ Ta = 92 Le^{0.12} ; \text{pour l'Est algérien} \\ Ta = 200 Le ; \text{pour la région centre algérien} \end{cases}$$

Vu que notre site d'aménagement se trouve dans l'Est algérien l'évaluation du taux d'abrasion est calculé par la formule suivante :

$$Ta = \alpha Le^{0.15} \dots\dots\dots(\text{II. 36})$$

$$Ta = 145.501 \text{ t/km}^2/\text{an}$$

➤ L_e : la lame d'eau écoulée (mm) ; $L_e = 8.871 \text{ mm}$

c. Formule de Saidi (1991)

L'étude effectuée par Saidi (1991) a montré l'état très avancé de l'envasement des barrages algériens.

$$E_s = 19 M_0^{1.246} C_e^{-0.885} \dots\dots\dots(\text{II. 37})$$

$$E_s = 93.438 \text{ t/km}^2/\text{an}$$

➤ M_0 : Module de l'écoulement spécifique (l/s/km²)

➤ C_e : Coefficient de l'écoulement

d. Formule de Grivilovitch (1960)

Cette relation largement utilisée en Algérie, elle fait intervenir des caractéristiques physiques et un indice climatique du bassin versant. Le taux d'abrasion se calcul comme suit :

$$T_0 = T_{sp} \times G_m \dots\dots\dots(\text{II. 38})$$

$$T_0 = 316.681 \text{ t/km}^2/\text{an}$$

➤ T_{sp} : le taux de la production annuel des matériaux ($\text{m}^3/\text{km}^2/\text{an}$)

➤ G_m : taux de rétention des sédiments produits par le bassin

$$\text{Avec : } T_{sp} = T \times P_{moy} \times \pi \sqrt{Z^3} \dots\dots\dots(\text{II. 39})$$

$$T_{sp} = 370.804 \text{ m}^3/\text{km}^2/\text{an}$$

➤ T : coefficient thermique ; $T = \sqrt{\frac{t}{10}} + 1$

➤ t : température moyenne annuelle (°C) ; $t = 15.52^\circ\text{C}$

➤ P_{moy} : pluie moyenne annuelle (mm) ; $P_{moy} = 320 \text{ mm}$

➤ Z : coefficient d'érosion relative en fonction de la description du bassin versant ; $z = 0.3$

$$\text{Et : } G_{rm} = \frac{\sqrt{P+H_{moy}}}{0.2(L+10)} \dots\dots\dots(\text{II. 40})$$

$$G_{rm} = 0.854$$

➤ P : périmètre du bassin versant (Km) ; $P = 216.64 \text{ km}$

➤ H_{moy} : Altitude moyenne (km) ; $H_{moy} = 1062 \text{ km}$

➤ L : longueur du talweg principal (Km) ; $L = 81.45 \text{ km}$.

II.4.2 Estimation du volume mort

L'estimation de l'envasement (tranche morte) est indispensable pour un bon dimensionnement de l'ouvrage ; une évaluation correcte de sa durée de vie et une définition rationnelle des modes de gestion et d'exploitation

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

a. Méthode liée à l'érosion spécifique :

$$V_m = \frac{E_s \times S}{\gamma_s} \times T \dots\dots\dots(\text{II. 41})$$

$$V_m = 0.361 \text{ Mm}^3$$

- T : durée de vie de la retenue ; $T = 50$ ans
- E_s : érosion spécifique (t / km²/an) ; $E_s = 8.581$ t/km²/an.
- S : surface du bassin versant (km²)
- γ_s : poids spécifique des sédiments ; $\gamma_s = 1.6$ t/m³

b. Méthode de Tixeront

Le volume mort est estimé comme suit :

$$V_m = (1.05 \div 1.1) \frac{Q_s}{\gamma_s} \times T \dots\dots\dots(\text{II. 42})$$

$$V_m = 6.737 \text{ Mm}^3$$

- Q_s : débit solide en (t /an) ; $Q_s = T_a \times S = 195989.41$ t/an
- T_a : taux d'abrasion (t/km²/an) ; $T_a = 145.501$ t/km²/an
- S : surface du bassin versant (km²)
- T : durée de vie de la retenue ; $T = 50$ ans
- γ_s : poids spécifique des sédiments ; $\gamma_s = 1.6$ t/m³

c. Formule de Saidi

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

$$V_m = 3.933 \text{ Mm}^3$$

- T : durée de vie de la retenue ; $T = 50$ ans
- E_s : érosion spécifique (t / km²/an) ; $E_s = 93.438$ t/km²/an.
- S : surface du bassin versant (km²)
- γ_s : poids spécifique des sédiments ; $\gamma_s = 1.6$ t/m³

d. Formule de Grivilovitch

$$V_m = \frac{T_0 \times S}{\gamma_s} \times T \dots\dots\dots(\text{II. 44})$$

$$V_m = 13.330 \text{ Mm}^3$$

- T : durée de vie de la retenue ; $T = 50$ ans
- T_0 : érosion spécifique (t / km²/an) ; $T_0 = 316.681$ t/km²/an
- S : surface du bassin versant (km²)
- γ_s : poids spécifique des sédiments ; $\gamma_s = 1.6$ t/m³

II.4.3 Apport solide par charriage

En général le transport solide par charriage est estimé en Algérie de (30 % à 40%) du transport solide en suspension. On prend le pourcentage de 35%.

Tableau II. 32 : Tableau récapitulatif des résultats de l'apport solide.

Formule	(t/km ² /an)	V _m (suspension) (Mm ³)	V _m (Charriage) (Mm ³)	V _m (Mm ³)
Fournier	8.581	0.361	0.126	0.488
Tixeront	145.501	6.737	2.358	9.095
Saidi	93.438	3.933	1.377	5.310
Gravilovitch	316.681	13.330	4.666	17.996

La comparaison entre ces formules est difficile du point de vue de leurs conditions d'application. Cependant notre choix s'est porté sur la formule de Tixeront (1960), étant donné qu'elle nous donne la valeur la plus proche à l'estimation faite à partir des observations et mesures in-situ.

De plus, à partir de la classification de Tixeront (1960) des zones de l'érosion qui se basent sur la répartition pluviométrique annuelle, le bassin d'étude appartient à la zone d'érosion très active $300 < P_{an} < 700$, puisque on a ($P_{an} = 320$ mm), donc on est dans le même intervalle d'application de cette formule.

$$V_m = 9.095 \text{ Mm}^3$$

Et donc une côte (déterminée à partir de la courbe « Capacité – Hauteur ») de :

$$N_{VM} = 779.8 \text{ m}$$

II.5 ETUDE DES CRUES

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).

L'étude des crues est une étape cruciale dans un avant-projet détaillé d'un ouvrage 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. En effet, les statistiques ont montré que plus d'un tiers des accidents et catastrophes ayant affecté les barrages sont dues aux crues dont l'estimation était fautive. Et pour la détermination des crues, plusieurs méthodes ont été établies :

- Méthodes statistiques : consistent à ajuster les séries de données des débits maximal observés par les lois usuelles et d'estimer les débits pour des fréquences données. Cette méthode requiert l'existence de stations hydrométriques, ce qui n'est pas le cas pour notre bassin, et donc cette approche ne peut être appliquée pour estimer notre crue ;

- Méthodes pseudo-déterministe : des méthodes récentes élaborées à partir de modèles pluies-débits déterministes dont les paramètres sont tirés d'averses observées sur plusieurs évènements pluvieux ;
- Méthodes analogiques : ces méthodes qui utilisent les propriétés statistiques des sites jaugés, qu'on applique sur le site non-jaugé par analogie de quelques paramètres importants comme le rapport des surfaces et des précipitations. ;
- Méthodes empiriques : utilisent des paramètres hydrologiques propres aux bassins versants et aux précipitations, plusieurs relations sont à comparer pour donner une bonne estimation sur la crue du projet.

Dans notre cas on utilisera la dernière approche à savoir les formules empiriques

II.5.1 Hydrogramme de crue (méthode de Sokolovsky)

Pour la détermination du débit de pointe probable de la crue des différentes périodes de retour, on passe par l'ajustement de la série des débits maximaux à la loi de Gumbel avec le logiciel HYFRAN.

La série des débits maximaux est représentée dans l'Annexe I (Tableau 4)

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

Tableau II. 33 : Débits fréquentiels calculés (Ajustement à la loi de Gumbel).

Période	10	20	50	100	1000	10000
Fréquence (%)	10	5	2	1	0.1	0.01
Q_{max p} (%) (m³/s)	266	322	394	448	626	804

Afin de construire l'hydrogramme des crues probables dans notre site, on utilise la méthode de Sokolovski

La méthode de Sokolovski divise l'hydrogramme de crue en deux parties d'équations paraboliques dont l'une est pour la montée de crue et la seconde pour la décrue.

Pour la montée de la crue :

$$Q_m = Q_{max} \left(\frac{t}{t_m} \right)^x \dots\dots\dots(II. 45)$$

Pour la décrue :

$$Q_d = Q_{max} \left(\frac{t_d-t}{t_m} \right)^y \dots\dots\dots(II. 46)$$

- Q_m : débit instantané de la montée (m³/s)
- Q_d : débit instantané de la décrue (m³/s)
- Q_{max} : débit maximum de la crue de fréquence (m³/s)
- x, y : puissance des courbes ; x = 2 ; y = 3

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

- t_m : temps de la montée de la crue (h) ; t_m = t_c = 19.86 h
- t_d : temps de la décrue (h) ; t_d = δ × t_m = 79.44
- δ : coefficient de forme de l'hydrogramme de crue ; δ = 4

Tableau II. 34 : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue δ (Touaibia, 2004).

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

Le l'Annexe II (Tableau 3) représente les valeurs des débits constituant l'hydrogramme de crue. Il est accompagné de de la (Figure 1) représentant l'hydrogrammes des crues probables en fonction de temps (par SOKOLOVSKY).

II.5.2 Choix de la crue de projet

La crue de projet est la crue maximale que l'ouvrage doit être capable d'évacuer pour une probabilité donnée. Contrairement aux barrages en béton ou en peut faire des réparations lors d'un passage d'une crue exceptionnelle, une petite submersion d'un barrage en terre engendre la rupture totale de celui-ci.

Le choix de la crue de ce projet dépend essentiellement de l'importance de l'ouvrage à réaliser, des conséquences qui peuvent être causées à l'aval et des considérations technico-économiques liées à l'aménagement et à l'environnement. Il s'agit donc de chercher un compromis optimum entre l'aspect économique de la construction et les risques des crues à l'aval.

Il existe deux approches pour la détermination de la crue de projet :

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

Pour une bonne estimation nous nous reportons aux recommandations du Comité Australien des Grands Barrages.

Tableau II. 35 : Crue de projet recommandée par le Comité Australien des Grands Barrages (ANCOLD, 1986)

Catégories des dommages		Crue de projet recommandée de probabilité de dépassement annuelle
Elevés	Perte de vie Dommages considérable	1/100 000 à 1/10 000
Importants	Pas de perte de vie Dommages importants	1/10 000 à 1/1 000
Faibles	Pas de perte de vie Dommages légers	1/1 000 à 1/100

Selon les directives suisses, la crue de projet est déterminée pour une période de retour de 10 000 ans. Donc :

$$Q_{0.01\%} = 804 \text{ m}^3/\text{s}$$

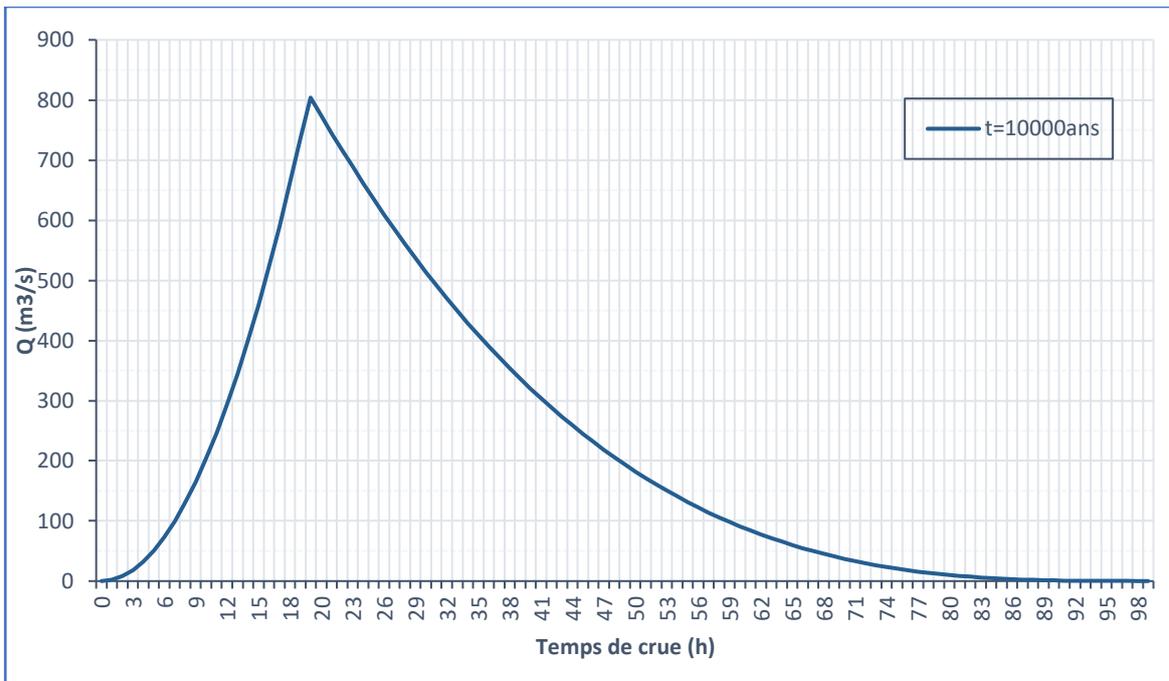


Figure II. 20 :Hydrogramme de la crue de projet

II.5.3 Choix de la crue de chantier

La crue présente l'une des phases des régimes d'un cours d'eau, elle se caractérise par des débits et des niveaux d'eaux élevées, les crues résultant de la fonte des neiges et à partir d'averses des pluies intenses.

Pour dimensionner l'ouvrage de dérivation, il faut faire un choix du niveau de protection que l'on veut accorder au chantier contre les crues, le choix de la crue dépend du degré de risque admis. En cas de dépassement de celle-ci, il intervient sur les dégâts qui peuvent être provoqués par une crue au cours de réalisation, sur le coût de l'ouvrage de dérivation, sur la durée d'exécution de l'aménagement et sur sa durée de vie.

Une sous-évaluation du débit maximal entraîne la destruction de l'ouvrage de dérivation, une surévaluation entraîne un coût de réalisation élevé de l'ouvrage. La fréquence du débit maximal attribuée à chaque ouvrage dépend de son importance et du degré de sécurité. La protection contre la crue est obtenue par un amortissement de celle-ci par un batardeau tandis que l'ouvrage de dérivation proprement dit n'est dimensionné que pour une fraction de débit de pointe de la crue.

Les barrages en remblais sont souvent protégés contre les crues ciquantennales ou même centennale, mais dans notre pays, l'ouvrage de dérivation est souvent dimensionné contre les crues dont la période de retour varie entre 10 et 50 ans. Et d'une autre part lorsque le batardeau est inclus dans la digue on peut lui attribuer une petite surélévation car il va être un ouvrage permanent par la suite, par contre si le batardeau est indépendant de la digue là il faut chercher la solution la plus économique puisque le batardeau est mis provisoirement.

En prenant en considération toutes ces exigences, on opte pour la crue de chantier déterminée pour une période de retour de 20 ans. Donc :

$$Q_{5\%} = 322 \text{ m}^3/\text{s}$$

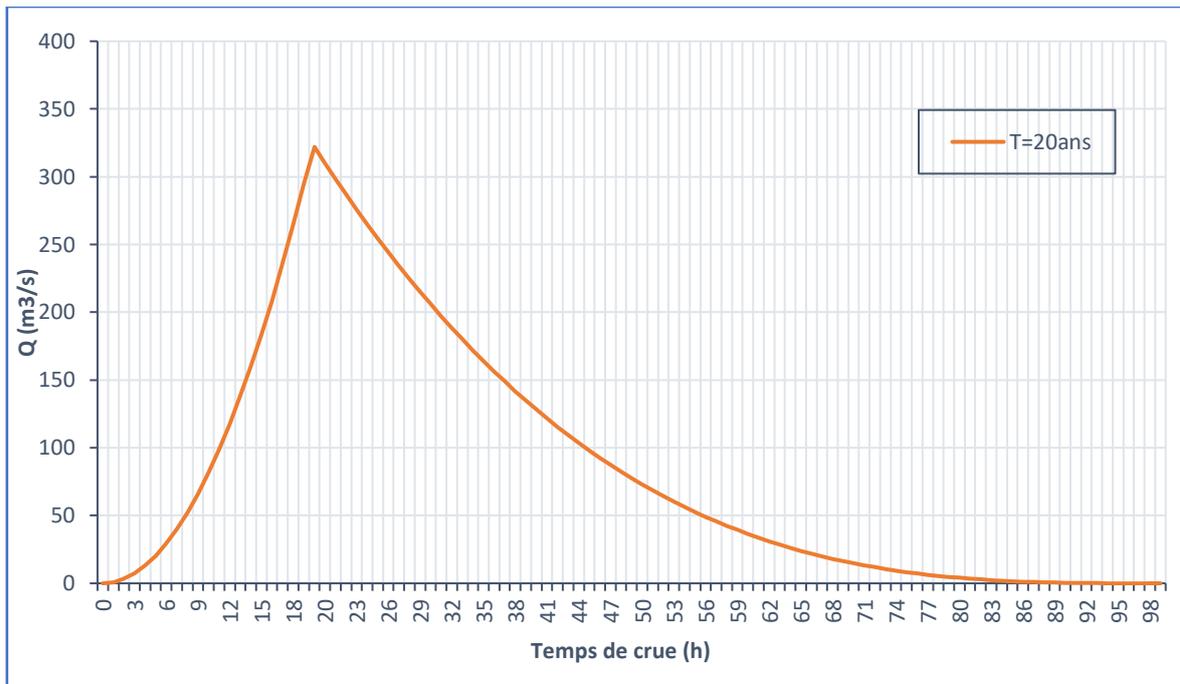


Figure II. 21 : Hydrogramme de la crue de chantier

II.6 REGULARISATION

L'étude de régularisation d'un barrage sur l'oued de Meskiana 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, afin de satisfaire les besoins d'irrigation avec le moindre risque de défaillance possible. Il existe deux types de régularisation :

- La régularisation saisonnière : effectuée lorsque les apports sont supérieurs à la demande ;
- La régularisation interannuelle : effectuée lorsque les apports sont inférieurs à la consommation, on stocke les eaux des saisons humides pour les restituer au cours des saisons sèches.

Les paramètres indispensables au calcul de la régularisation sont :

- La répartition mensuelle de l'apport ($A_{80\%}$)
- La répartition mensuelle de la demande en eau
- La répartition mensuelle des infiltrations et d'évaporation
- Les courbes caractéristiques de la retenue

II.6.1 Répartition des apports et besoins

La répartition mensuelle de l'apport 80% est déterminée dans (Chapitre II.3.3/b).

Tableau II. 36 : Répartition mensuelle de l'apport 80%.

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou
A80% (%)	1.82	4.97	7.91	13.23	19.01	16.26	13.90	8.26	9.44	2.49	1.66	1.05
A80% (Mm³)	0.76	2.09	3.32	5.56	7.98	6.83	5.84	3.47	3.97	1.04	0.70	0.44

La répartition mensuelle des besoins en eau d’irrigation et d’alimentation en eau potable obtenue auprès de l’ANBT est donnée au tableau suivant.

Tableau II. 37 : Répartition mensuelle des besoins en eau.

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou
Besoin (%)	11.98	10.98	0.04	0.04	0.04	0.04	1.00	6.99	12.98	16.97	20.96	17.97
Besoin (Mm³)	2.76	2.53	0.01	0.01	0.01	0.01	0.23	1.61	2.99	3.91	4.83	4.14

Source : A.N.B.T

On remarque que dans notre cas que les apports sont supérieur à la demande, une régularisation saisonnière est la plus judicieuse. On présentera quand même une régularisation interannuelle dans ce qui suit à titre comparatif seulement.

II.6.2 Courbes « Hauteure-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.

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

$$\Delta V_i = S_{moy} \times \Delta H_{i,i+1} \dots\dots\dots(\text{II. 47})$$

Avec : $S_{moy} = \left(\frac{S_i + S_{i+1}}{2} \right)$, et : $V_1 = \frac{2}{3} S_1 \Delta H$

- S_i : Surface du plan d’eau correspondant à la courbe de niveau H_i (km²)
- S_{i+1} : Surface du plan d’eau correspondant à la courbe de niveau H_{i+1} (km²)
- ΔH : différence d’altitude entre deux courbes de niveau successives.
- V_{cum} : volume d’eau correspondant à la courbe de niveau H_i (Mm³)
- ΔV_i : volume élémentaire compris entre 2 courbes de niveau successives (Mm³)

Tableau II. 38 : Caractéristiques topographiques de la retenue.

Côte (mNGA)	S_i (km ²)	S_{moy} (km ²)	ΔH (m)	ΔV_i (Mm ³)	V_{cum} (Mm ³)
775	0.07				0.09
		0.13	2	0.27	
777	0.20				0.36
		0.30	3	0.91	
780	0.40				1.27
		0.62	3	1.86	
783	0.84				3.12
		1.09	3	3.28	
786	1.35				6.41
		1.70	3	5.10	
789	2.05				11.51
		2.39	3	7.16	
792	2.73				18.67
		3.06	3	9.18	
795	3.39				27.85
		4.22	3	12.65	
798	5.04				40.50
		5.85	3	17.55	
801	6.66				58.05
		7.46	3	22.37	
804	8.25				80.42
		9.15	3	27.44	
807	10.04				107.86
		10.99	3	32.98	
810	11.94				140.84

Les courbes caractéristiques de la cuvette du barrage de Chebabta sont représentées dans l'Annexe II (Figure 2), à partir des valeurs obtenues dans le tableau ci-dessous.

II.6.3 Calcul du volume utile

Pour le calcul du volume utile de la retenue on a besoin des données suivantes :

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

On procède par la méthode du bilan d'eau afin de déterminer le volume utile de la retenue, en suivant les étapes suivantes :

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

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. 39 : Représentation de la période à bonne hydraulicité.

Mois	$A_{80\%}$	$U_{80\%}$	$A_{80\%} - U_{80\%}$
Janvier	7.98	0.01	+7.97
Février	6.83	0.01	+6.82
Mars	5.84	0.23	+5.61
Avril	3.47	1.61	+1.86
Mai	3.97	2.99	+0.98
Juin	1.04	3.91	-2.87
Juillet	0.70	4.83	-4.13
Août	0.44	4.14	-3.70
Septembre	0.76	2.76	-2.00
Octobre	2.09	2.53	-0.44
Novembre	3.32	0.01	+3.31
Décembre	5.56	0.01	+5.55

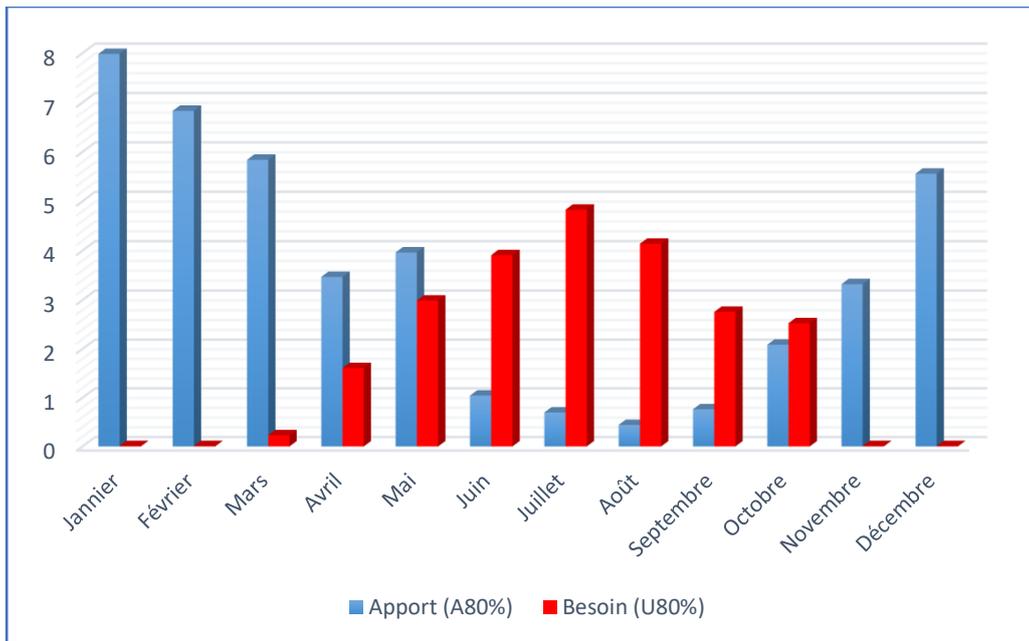


Figure II. 22 : Répartition des apports et des besoins

On conclut que la période à bonne hydraullicité s’étend du mois **Novembre** jusqu’au mois de **Mai**.

Pour déterminer le volume utile de la retenue, on détermine d’abord le type de fonctionnement de la retenue.

- Le volumes excédentaires : $V_s = 32.103 \text{ Mm}^3$
- Le volumes déficitaires : $V_d = 13.133 \text{ Mm}^3$

$$V_s > V_d \Rightarrow \text{fonctionnement à un seul temps} \Rightarrow V_u = V_d$$

$$V_u = 13.133 \text{ Mm}^3$$

Le volume normal de la retenue sera donc :

$$V_{\text{NNR}} = V_u + V_m \dots\dots\dots(\text{II. 48})$$

$$V_{\text{NNR}} = 22.228 \text{ Mm}^3$$

- V_m : le volumes mort calculé précédemment ; $V_m = 9.095 \text{ Mm}^3$

Le niveau de remplissage possible du barrage dans les conditions normales d’exploitation correspond au niveau normal de la retenue. Le temps de fonctionnement est défini comme étant l’alternance entre le remplissage et la restitution du réservoir auquel on ajoute les deux consignes d’exploitation.

- 1^{ère} consigne d’exploitation : consiste à remplir le barrage jusqu’au niveau normale de la retenue (NNR) lors des crues, et restituer par la suite en prenant en considération le niveau du volume mort. Le surplus d’eau sera évacué par l’évacuateur de surface ;
- 2^{ème} Consigne d’exploitation : consiste à faire évacuer les eaux excédentaires à travers l’évacuateur de fond. Remplir et ensuite restituer au consommateur.

On fixe le niveau de remplissage initial et on détermine le remplissage final pour chaque mois en tenant compte du NNR ($V_{\text{NNR}} = 22.228 \text{ Mm}^3$) et du niveau du volume mort NVM ($V_m = 9.095 \text{ Mm}^3$) que l’en doit pas dépasser.

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière sont donnés dans les tableaux suivants, tel que :

$$V_{rf} = V_{ri} + (A - U) \dots\dots\dots(\text{II. 49})$$

- V_{rf} : volumr de remplissage final
- V_{ri} : volume de remplissage initial
- S: volume excédentaire à évacuer

II.6.4 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm³).

Pour la régularisation, on commence par le mois de novembre, soit le 1^{er} moi de la période à bonne hydraulicité.

Tableau II. 40 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes.

Mois	A _{80%}	U _{80%}	A - U	1ère consigne			2ème consigne		
				V _{rf}	V _{ri}	S	V _{rf}	V _{ri}	S
					9.095			9.095	
Nov	3.32	0.01	3.312	12.407	12.407		5.783	<u>9.095</u>	3.312
Déc	5.56	0.01	5.549	17.957	17.957		3.546	<u>9.095</u>	5.549
Janv	7.98	0.01	7.974	25.931	<u>22.228</u>	3.703	1.121	<u>9.095</u>	7.974
Févr	6.83	0.01	6.822	29.050	<u>22.228</u>	6.822	6.961	<u>9.095</u>	2.134
Mars	5.84	0.23	5.611	27.839	<u>22.228</u>	5.611	13.783	13.783	
Avr	3.47	1.61	1.860	24.088	<u>22.228</u>	1.860	19.393	19.393	
Mai	3.97	2.99	0.975	23.203	<u>22.228</u>	0.975	21.253	21.253	
Juin	1.04	3.91	-2.865	19.363	19.363		22.228	22.228	
Juil	0.70	4.83	-4.133	15.229	15.229		19.363	19.363	
Août	0.44	4.14	-3.698	11.532	11.532		15.230	15.230	
Sept	0.76	2.76	-1.996	9.535	9.535		11.532	11.532	
Oct	2.09	2.53	-0.440	9.095	9.095		9.535	9.535	
			18.970			18.970		9.095	18.970

II.6.5 Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes en (Mm³).

En général, il existe deux types de pertes dans une retenue

- Pertes par évaporation.
- Pertes par infiltration.

a. Pertes par évaporation.

$$V_{ép} = E_v \times S_{moy} \dots\dots\dots(\text{II. 50})$$

- $V_{ép}$: volume d'évaporation
- E_v : Evaporation mensuelle
- S_{moy} : surface du plan d'eau correspond au volume moyen tirée de la courbe
 $S = f(V) ; V'_{moy} = \frac{V_{ri,i} + V_{ri,i+1}}{2}$, en utilisant les V_{ri} de la régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

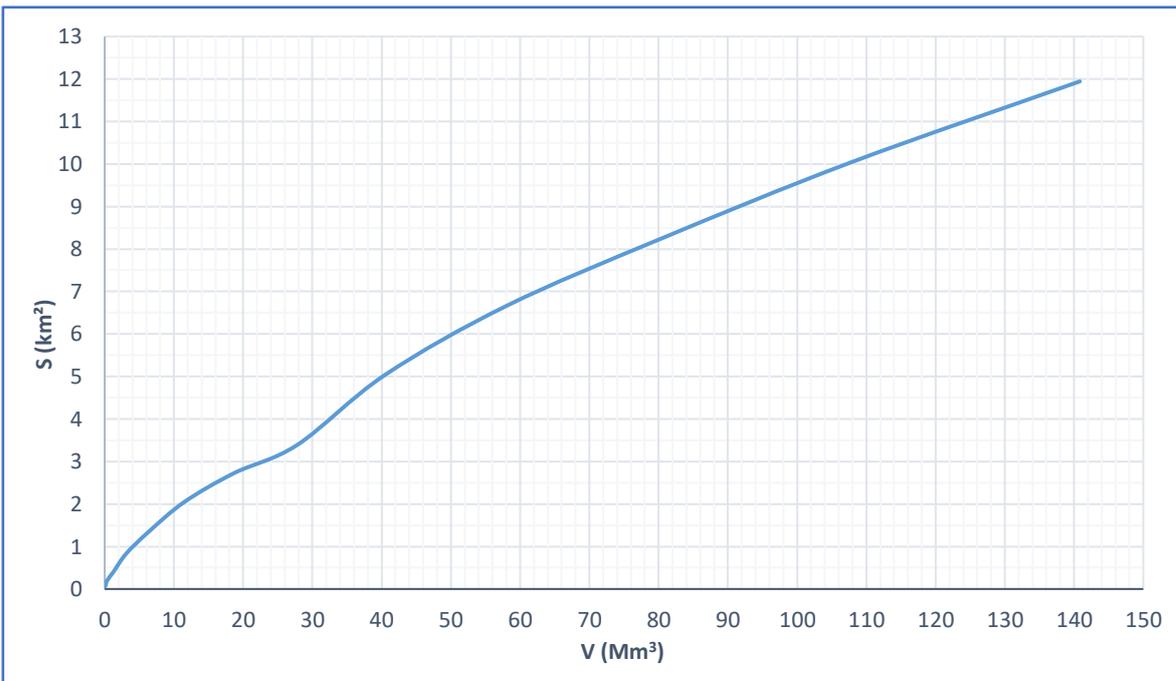


Figure II. 23 : Courbe $S = f(V)$

b. Pertes par infiltration.

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{inf} = \frac{\delta \cdot V_{moy}}{100} \dots\dots\dots(\text{II. 51})$$

- δ : coefficient dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette.

Tableau II. 41 : Valeurs du coefficient δ .

Conditions hydrogéologiques	Hauteur d'infiltration	% du volume moyen	
		Année	Mois
Sol à faible perméabilité	0 à 50	5 à 10	0.5 à 1.0
Sol à perméabilité moyenne	50 à 100	10 à 20	1 à 1.5
Sol à forte perméabilité	>100	>20	>1.5

On prend $\delta = 0.75\%$

Le calcul des pertes est représenté dans le tableau suivant :

Tableau II. 42 : Les volumes des pertes dans la retenue.

Mois	V _{moy} (Mm ³)	S _{moy} (km ²)	Ev (mm)	V _{ev} (Mm ³)	V _{inf} (Mm ³)	Pertes (Mm ³)
Nov	10.751	1.90	213	0.40470	0.08063	0.48533
Déc	15.182	2.45	184	0.45080	0.11387	0.56467
Janv	20.092	2.80	104	0.29120	0.15069	0.44189
Févr	22.228	2.95	55	0.16225	0.16671	0.32896
Mars	22.228	2.95	18	0.05310	0.16671	0.21981
Avr	22.228	2.95	5	0.01475	0.16671	0.18146
Mai	22.228	2.95	6	0.01770	0.16671	0.18441
Juin	20.795	2.85	24	0.06840	0.15597	0.22437
Juil	17.296	2.60	45	0.11700	0.12972	0.24672
Août	13.381	2.25	83	0.18675	0.10035	0.28710
Sept	10.533	1.87	125	0.23375	0.07900	0.31275
Oct	9.315	1.75	168	0.29400	0.06986	0.36386

Tableau II. 43 : Récapitulatif pour calculer V_u (en tenant compte des pertes).

Mois	A _{80%} (Mm ³)	U _{80%} (Mm ³)	Π (Mm ³)	A _{80%} - (U _{80%} - Π) (Mm ³)
Janvier	7.98	0.01	0.48533	+7.489
Février	6.83	0.01	0.56467	+6.257
Mars	5.84	0.23	0.44189	+5.169
Avril	3.47	1.61	0.32896	+1.531
Mai	3.97	2.99	0.21981	+0.755
Juin	1.04	3.91	0.18146	-3.047
Juillet	0.70	4.83	0.18441	-4.318
Août	0.44	4.14	0.22437	-3.922
Septembre	0.76	2.76	0.24672	-2.243
Octobre	2.09	2.53	0.28710	-0.727
Novembre	3.32	0.01	0.31275	+2.999
Décembre	5.56	0.01	0.36386	+5.185

➤ Le volumes excédentaires : V_s = 29.386 Mm³

➤ Le volumes déficitaires : V_d = 14.257 Mm³

$V_s > V_d \Rightarrow$ fonctionnement à un seul temps $\Rightarrow V_u = V_d$

$V_u = 14.257 \text{ Mm}^3$

Le volume normal de la retenue sera donc : $V'_{NNR} = V'_u + V_m$.

$$V'_{NNR} = 23.352 \text{ Mm}^3$$

Tableau II. 44 : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes.

Mois	A _{80%}	U _{80%}	Π _{80%}	A – (U – Π)	1ère consigne			2ème consigne		
					V _{rf}	V _{ri}	S	V _{rf}	V _{ri}	S
						9.095			9.095	
Nov	3.32	0.01	0.31275	2.999	12.095	12.095		6.096	9.095	2.999
Déc	5.56	0.01	0.36386	5.185	17.280	17.280		3.910	9.095	5.185
Janv	7.98	0.01	0.48533	7.489	24.769	23.352	1.417	2.151	9.095	6.944
Févr	6.83	0.01	0.56467	6.257	29.609	23.352	6.257	9.640	9.640	
Mars	5.84	0.23	0.44189	5.169	28.521	23.352	5.169	15.897	15.897	
Avr	3.47	1.61	0.32896	1.531	24.883	23.352	1.531	21.066	21.066	
Mai	3.97	2.99	0.21981	0.755	24.107	23.352	0.755	22.597	22.597	
Juin	1.04	3.91	0.18146	-3.047	20.305	20.305		23.352	23.352	
Juil	0.70	4.83	0.18441	-4.318	15.988	15.988		20.306	20.306	
Août	0.44	4.14	0.22437	-3.922	12.065	12.065		15.988	15.988	
Sept	0.76	2.76	0.24672	-2.243	9.822	9.822		12.066	12.066	
Oct	2.09	2.53	0.28710	-0.727	9.095	9.095		9.822	9.822	
				15.129			15.129		9.095	15.129

c. Estimation de l'erreur

$$e = \frac{V'_u - V_u}{V_u} \times 100 \dots\dots\dots(\text{II. 52})$$

$$e = 8.58 \% > 2\%$$

On doit en conséquence faire une deuxième approximation afin que l'erreur soit inférieure à 2%. Dans la deuxième approximation le V_{ri} de la 1^{ère} approximation sera utilisé pour calculer le volume moyen V''_{moy}.

d. 2^{ème} approximation du volume mort (en tenant compte des pertes)Tableau II. 45 : Les volumes des pertes dans la retenue (2^{ème} approximation).

Mois	V'' _{moy} (Mm ³)	S _{moy} (km ²)	Ev (mm)	V _{ev} (Mm ³)	V _{inf} (Mm ³)	Pertes (Mm ³)
Nov	10.595	1.88	213	0.40044	0.07946	0.47990
Déc	14.687	2.33	184	0.42872	0.11016	0.53888
Janv	20.316	2.81	104	0.29224	0.15237	0.44461
Févr	23.352	3.00	55	0.16500	0.17514	0.34014
Mars	23.352	3.00	18	0.05400	0.17514	0.22914
Avr	23.352	3.00	5	0.01500	0.17514	0.19014
Mai	23.352	3.00	6	0.01800	0.17514	0.19314
Juin	21.829	2.79	24	0.06696	0.16372	0.23068
Juil	18.147	2.45	45	0.11025	0.13610	0.24635
Août	14.026	2.25	83	0.18675	0.10520	0.29195
Sept	10.944	1.92	125	0.24000	0.08208	0.32208
Oct	9.459	1.72	168	0.28896	0.07094	0.35990

Tableau II. 46 : Récapitulatif pour calculer V_u (en tenant compte des pertes, 2^{ème} approximation).

Mois	A _{80%} (Mm ³)	U _{80%} (Mm ³)	Π (Mm ³)	A _{80%} - (U _{80%} - Π) (Mm ³)
Janvier	7.98	0.01	0.47990	7.494
Février	6.83	0.01	0.53888	6.283
Mars	5.84	0.23	0.44461	5.166
Avril	3.47	1.61	0.34014	1.519
Mai	3.97	2.99	0.22914	0.746
Juin	1.04	3.91	0.19014	-3.055
Juillet	0.70	4.83	0.19314	-4.327
Août	0.44	4.14	0.23068	-3.929
Septembre	0.76	2.76	0.24635	-2.243
Octobre	2.09	2.53	0.29195	-0.732
Novembre	3.32	0.01	0.32208	2.990
Décembre	5.56	0.01	0.35990	5.189

➤ Le volumes excédentaires : $V''_s = 29.388 \text{ Mm}^3$

➤ Le volumes déficitaires : $V''_d = 14.285 \text{ Mm}^3$

$$V_s > V_d \Rightarrow \text{fonctionnement à un seul temps} \Rightarrow V_u = V_d$$

$$V''_u = 14.285 \text{ Mm}^3$$

Le volume normal de la retenue sera donc : $V''_{\text{NNR}} = V''_u + V_m$.

$$V''_{\text{NNR}} = 23.380 \text{ Mm}^3$$

Tableau II. 47 : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes (2^{ème} approximation).

Mois	A _{80%}	U _{80%}	Π _{80%}	A - (U - Π)	1ère consigne			2ème consigne		
					V _{rf}	V _{ri}	S	V _{rf}	V _{ri}	S
						9.095			9.095	
Nov	3.32	0.01	0.32208	2.990	12.085	12.085		6.105	<u>9.095</u>	2.990
Déc	5.56	0.01	0.35990	5.189	17.275	17.275		3.906	<u>9.095</u>	5.189
Janv	7.98	0.01	0.47990	7.494	24.769	<u>23.380</u>	1.388	2.172	<u>9.095</u>	6.923
Févr	6.83	0.01	0.53888	6.283	29.664	<u>23.380</u>	6.283	9.666	9.666	
Mars	5.84	0.23	0.44461	5.166	28.547	<u>23.380</u>	5.166	15.949	15.949	
Avr	3.47	1.61	0.34014	1.519	24.900	<u>23.380</u>	1.519	21.115	21.115	
Mai	3.97	2.99	0.22914	0.746	24.127	<u>23.380</u>	0.746	22.634	22.634	
Juin	1.04	3.91	0.19014	-3.055	20.325	20.325		23.380	23.380	
Juil	0.70	4.83	0.19314	-4.327	15.999	15.999		20.325	20.325	
Août	0.44	4.14	0.23068	-3.929	12.070	12.070		15.999	15.999	
Sept	0.76	2.76	0.24635	-2.243	9.827	9.827		12.070	12.070	
Oct	2.09	2.53	0.29195	-0.732	9.095	9.095		9.827	9.827	
				15.103			15.103		9.095	15.103

e. Estimation de l'erreur

L'erreur de la 2^{ème} approximation est ainsi estimée comme suit : $e = \frac{V''_u - V'_u}{V'_u} \times 100$

$$e = 0.20 \% < 2\%$$

On conclut donc :

$$V_u = 14.285 \text{ Mm}^3$$

$$V_{\text{NNR}} = 23.380 \text{ Mm}^3$$

Et donc une côte (déterminée à partir de la courbe « Capacité – Hauteur ») de :

$$N_{\text{NR}} = 793.7 \text{ m}$$

Dans ce qui suit, on présente la régularisation interannuelle à titre explicatif seulement, sans prendre en considération le volume utile obtenu dans le reste du calcul, car la régularisation interannuelle se fait quand la consommation dépasse l'apport ce qui n'est pas notre cas.

II.6.6 Régularisation interannuelle

Il existe plusieurs méthodes de calcul du volume utile dans le cas d'une régularisation interannuelle. Ces méthodes peuvent être basées sur :

- Existence de données hydrométrique (séries longues $n > 30$).
- Non existence de données ou existence de séries courtes.

Dans le présent cas, la méthode de Pléchkov-Svanidzé est choisie selon les données disponibles.

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

$$V_{upa} = (\beta_s + \beta_{pa}) \times W_0 \dots\dots\dots(\text{II. 53})$$

- β_s : composante saisonnière
- β_{pa} : composante interannuel
- W_0 : l'apport moyen interannuel ; $W_0 = 32.37 \text{ Mm}^3$

On a trouvé précédemment le volume utile saisonnier en tenant compte des pertes, $V_u = \beta_s W_0 = 14.285 \text{ Mm}^3$

La composante interannuelle β_{pa} est déterminée en utilisant les monogrammes de Pléchkov-Svanidzé, cette composante est fonction de : ($P\%$, α , C_v , C_s , r)

- α : coefficient de régularisation.
- $P\%$: probabilité de garantie
- C_s : coefficient d'asymétrie
- C_v : coefficient de variation de la série des apports annuels ; $C_v = 0.354$
- r : Coefficient de corrélation entre les écoulements des années voisines. Ce Coefficient est donné par le tableau de Radkovitch tableau si après :

Tableau II. 48 : Tableau de Radkovitch $r = f(M_0)$.

Module spécifique M_0 (l/s/km²)	> 20	20 - 10	10 - 4	4 - 1	< 1
r	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5

On a: $M_0 = 0.762 \text{ l/s/km}^2$, donc: $r = 0.5$

Donc on est dans le cas où $C_s = 2C_v$ et $r \neq 0.3$.

En utilisant les graphiques de Gougli on obtient les paramètres suivants

- $P = 95\%$
- $\alpha = 0.8$
- $C_v = 0.354$
- $C_s = 2C_v = 0.708$
- $\beta_{pa} = 0.78$

On trouve donc : $V_{pa} = \beta_{pa} \times W_0 = 25.249 \text{ Mm}^3$

$$V_{u,int} = V_u + V_{pa} \dots\dots\dots(\text{II. 54})$$

$$V_{u,int} = 39.536 \text{ Mm}^3$$

Le volume au niveau normal de la retenue est : $V_{NNR} = V_{u,int} + V_m$

$$V_{NNR,int} = 48.631 \text{ Mm}^3$$

II.7 LAMINAGE DES CRUES

Les débits des crues des bassins versant sont généralement élevés du fait que les débits spécifiques sont d'autant plus importants que les bassins versants sont plus petits, ceci conduit à un évacuateur de crues surdimensionné et qui coûte cher.

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

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

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

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

$$Q(t)dt = q(t)dt + S(t)dH \dots\dots\dots(\text{II. 55})$$

- $Q_c(t)$: débit de crue entrant à l'instant (t)
- $q(t)$: débit déversé par l'évacuateur de crue (laminé)
- S : surface de plan d'eau de la cuvette à l'instant (t)

Le débit cumulé à l'instant t est :

$$(Q - q)dt = SdH \text{ ou } Q - q = S \frac{dH}{dt} \dots\dots\dots(\text{II. 56})$$

- $\frac{dH}{dt}$: représente la vitesse de remplissage (ou de montée des eaux) dans 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.7.1 Méthode de Muskingum

Cette méthode est basée sur l'équation de Barrie et Saint-Venant et l'équation de continuité. La formule simplifiée de cette base exprime la relation entre le débit entrant et celui à évacuer ainsi que le volume stocké.

$$I - O = \frac{dS}{dt} \dots\dots\dots(\text{II. 57})$$

- I : débit d'entrée tiré à partir de l'hydrogramme d'entrée
- O : débit de sortie à déterminer (débit laminé)
- S : volume d'eau emmagasiné à déterminer

Pour un temps $\Delta t = t_2 - t_1$; le volume d'eau à emmagasiner est :

$$\Delta S = S_2 - S_1 = \left(\frac{I_1 + I_2}{2}\right) - \left(\frac{O_1 + O_2}{2}\right) \Delta t ; \text{ d'où :}$$

$$\frac{2S_2}{\Delta t} + O_2 = I_1 + I_2 + \frac{2S_1}{\Delta t} + O_1 - 2O_1 \dots\dots\dots(\text{II. 58})$$

Pour un débit d'entré I connu pour des pas de temps déterminés

Pour chaque largeur du déversoir on détermine la hauteur déversante maximale.

$$H_{d.max} = \left[\frac{I_{max}}{m \times B \times \sqrt{2g}} \right]^{2/3} \dots\dots\dots(\text{II. 59})$$

- $H_{d \max}$: hauteur maximale déversante
- I_{\max} : débit maximal d'entrée
- m : coefficient lié la vitesse d'approche et la forme du déversoir ; $m = 0.49$
- B : largeur du déversoir ; $B = (20 \div 90)\text{m}$

On détermine la hauteur et le volume d'eau initiaux correspondent au débit de sortie initial O_1

$$H_1 = \left[\frac{O_1}{m \times B \times \sqrt{2g}} \right]^{2/3} \dots\dots\dots(\text{II. 60})$$

$$S_1 = H_1 \times A_1 \dots\dots\dots(\text{II. 61})$$

- A_1 : surface du plan d'eau correspond à la côte H_1

On fait varier la hauteur déversante de la côte normale de la retenue jusqu'à la cote du NPHE.

On détermine alors le débit de sortie (O_i) pour chaque valeur de largeur B et de hauteur déversante H_i

$$O_i = m \times B \times \sqrt{2g} \times H_i^{3/2} \dots\dots\dots(\text{II. 62})$$

On calcule le volume de sortie :

$$\frac{2S_i}{\Delta t} + O_i \dots\dots\dots(\text{II. 63})$$

On trace la courbe caractéristique du réservoir :

$$\frac{2S_i}{\Delta t} + O_i = f(O_i) \dots\dots\dots(\text{II. 64})$$

On détermine les valeurs du débit laminé en fonction du temps et donc on trace l'hydrogramme de sortie selon l'équation (II. 58).

a. Calcul initial

Tableau II. 49 : Représente les côtes, les surfaces correspondantes.

Altitude (m)	S (km ²)
775	0.07
777	0.20
780	0.40
783	0.84
786	1.35
789	2.05
792	2.73
795	3.39
798	5.04
801	6.66
804	8.25
807	10.04
810	11.94

La courbe côte = f (Surface) est modélisée par une équation linéaire (Figure II. 22), avec un coefficient de corrélation égale à 0.9996.

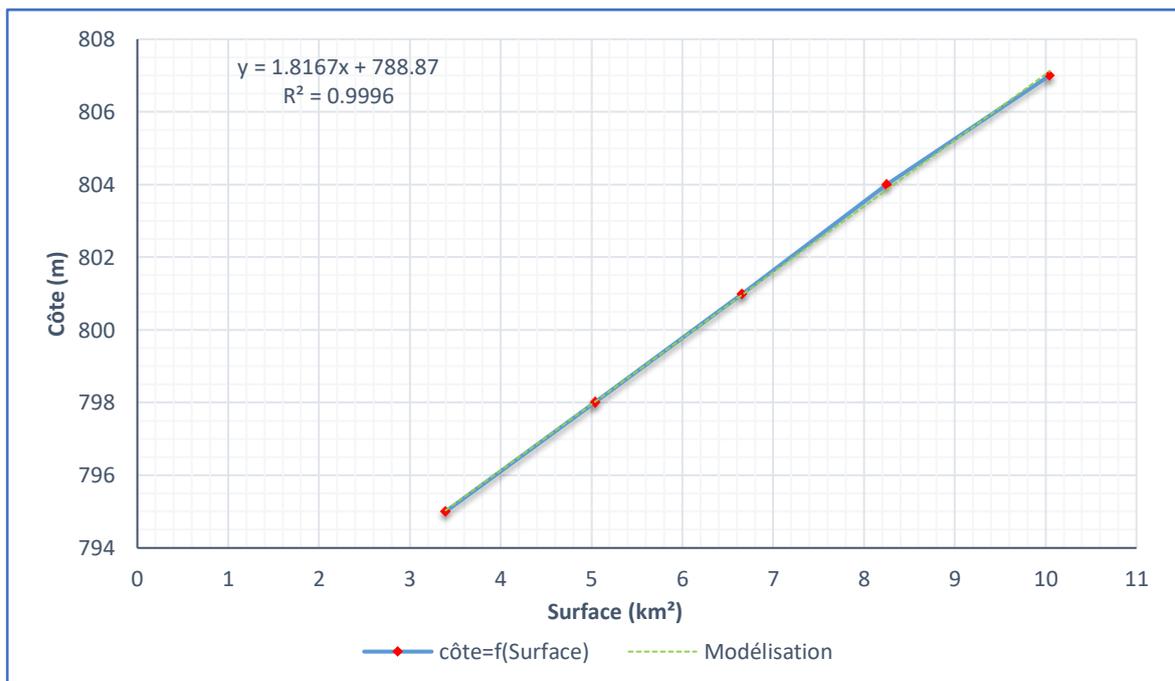


Figure II. 24 : Modélisation de la courbe Hauteur-Surface

On propose in intervalle de largeurs parmi lesquelles on choisira la valeur la plus adéquate. Pour chaque largeur on calcul la hauteur de la lame d'eau déversante maximale selon l'équation (II. 59)

Tableau II. 50 : Récapitulatif des hauteurs déversantes pour chaque largeur.

B (m)	H_{d,max} (m)	Côte (m)
20	7.00	800.70
25	6.03	799.73
30	5.34	799.04
35	4.82	798.52
40	4.41	798.11
45	4.08	797.78
50	3.80	797.50
55	3.57	797.27
60	3.37	797.07
65	3.19	796.89
70	3.04	796.74
75	2.90	796.60
80	2.78	796.48
85	2.67	796.37
90	2.57	796.27

b. Exemple d'application pour B = 20m

Détermination de la courbe caractéristique de la cuvette : $O = (2S/\Delta t + O)$, tel que O est calculé par l'équation (II. 62) et un pas de temps de 1 heure.

Tableau II. 51 : Caractéristiques de la retenue (B = 20 m).

$H_{d,max}$ (m)	Côte (mNGA)	A (m ²)	S (m ³)	O (m ³ /s)	$2S/\Delta t + O$
0	793.7	2658666.81	0	0.00	0.00
0.5	794.2	2933891.12	1466945.56	15.35	830.32
1	794.7	3209115.43	3209115.43	43.41	1826.25
1.5	795.2	3484339.74	5226509.61	79.75	2983.36
2	795.7	3759564.04	7519128.09	122.78	4300.07
2.5	796.2	4034788.35	10086970.88	171.59	5775.46
3	796.7	4310012.66	12930037.98	225.56	7408.91
3.5	797.2	4585236.97	16048329.39	284.24	9199.97
4	797.7	4860461.28	19441845.10	347.27	11148.29
4.5	798.2	5135685.58	23110585.13	414.38	13253.59
5	798.7	5410909.89	27054549.46	485.32	15515.63
5.5	799.2	5686134.20	31273738.10	559.91	17934.21
6	799.7	5961358.51	35768151.04	637.97	20509.17
6.5	800.2	6236582.81	40537788.30	719.36	23240.35
7	800.7	6511807.12	45582649.86	803.94	26127.63

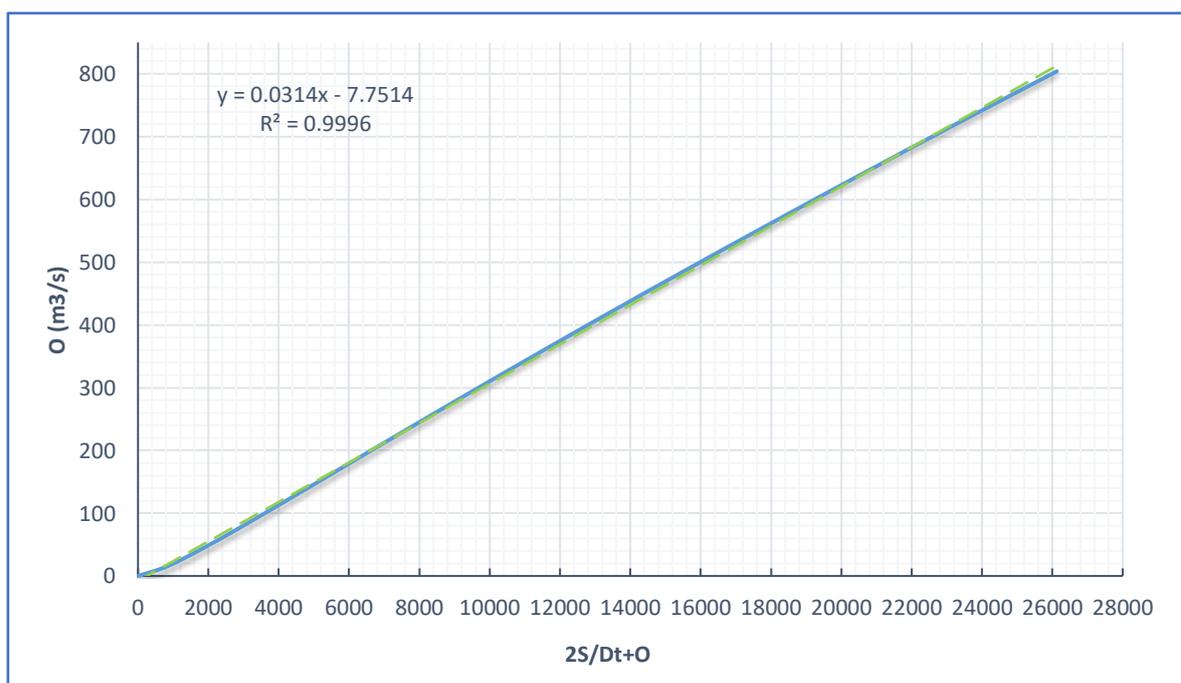
**Figure II. 25** : Courbe caractéristique de la cuvette (B = 20 m)

Tableau II. 52 : Résultat des débits laminés pour une largeur de déversoir ($B = 20$ m)

t (h)	I	I1+I2	$2S/\Delta t + O$	$(2S/\Delta t + O) - 2O$	O
0	0.00	-	0.00	0.00	0.00
1	2.04	2.04	2.04	1.91	0.06
2	8.15	10.19	12.10	11.34	0.38
3	18.35	26.50	37.84	35.47	1.19
4	32.62	50.96	86.43	81.00	2.71
5	50.96	83.58	164.58	154.24	5.17
6	73.38	124.34	278.58	261.09	8.75
7	99.88	173.27	434.36	407.08	13.64
8	130.46	230.34	637.42	597.39	20.02
9	165.11	295.57	892.97	836.89	28.04
10	203.84	368.96	1205.85	1130.12	37.86
11	246.65	450.49	1580.61	1481.35	49.63
12	293.54	540.19	2021.54	1894.58	63.48
13	344.50	638.03	2532.62	2373.57	79.52
14	399.53	744.03	3117.60	2921.81	97.89
15	458.65	858.18	3779.99	3542.61	118.69
16	521.84	980.49	4523.10	4239.05	142.03
17	589.11	1110.95	5350.00	5014.02	167.99
18	660.45	1249.56	6263.58	5870.23	196.68
19	735.88	1396.33	7266.56	6810.22	228.17
19.86	804.00	1539.88	8350.09	7825.71	262.19
20	774.02	1578.02	9403.73	8813.17	295.28
21	744.79	1518.81	10331.98	9683.13	324.42
22	716.31	1461.10	11144.23	10444.37	349.93
23	688.56	1404.87	11849.25	11105.11	372.07
24	661.54	1350.10	12455.22	11673.03	391.09
25	635.24	1296.78	12969.81	12155.31	407.25
26	609.64	1244.88	13400.18	12558.65	420.77
27	584.74	1194.38	13753.03	12889.34	431.85
28	560.53	1145.27	14034.61	13153.24	440.69
29	536.99	1097.52	14250.75	13355.81	447.47
30	514.12	1051.12	14406.92	13502.17	452.38

31	491.92	1006.04	14508.21	13597.09	455.56
32	470.36	962.27	14559.37	13645.04	457.16
33	449.44	919.79	14564.83	13650.16	457.34
34	429.15	878.58	14528.74	13616.34	456.20
35	409.48	838.62	14454.96	13547.19	453.89
36	390.42	799.89	14347.08	13446.08	450.50
37	371.96	762.37	14208.45	13316.16	446.15
38	354.09	726.04	14042.21	13160.36	440.93
39	336.80	690.89	13851.25	12981.39	434.93
40	320.09	656.89	13638.28	12781.79	428.24
41	303.94	624.02	13405.82	12563.93	420.94
42	288.34	592.27	13156.20	12329.99	413.10
43	273.28	561.62	12891.61	12082.02	404.80
44	258.76	532.04	12614.06	11821.89	396.08
45	244.76	503.52	12325.41	11551.37	387.02
46	231.27	476.03	12027.40	11272.08	377.66
47	218.29	449.57	11721.65	10985.53	368.06
48	205.81	424.10	11409.63	10693.11	358.26
49	193.81	399.62	11092.73	10396.10	348.31
50	182.28	376.09	10772.20	10095.70	338.25
51	171.23	353.51	10449.22	9793.00	328.11
52	160.63	331.85	10124.86	9489.02	317.92
53	150.47	311.10	9800.11	9184.67	307.72
54	140.75	291.23	9475.89	8880.81	297.54
55	131.46	272.22	9153.02	8578.21	287.40
56	122.59	254.06	8832.27	8277.60	277.33
57	114.13	236.72	8514.33	7979.63	267.35
58	106.06	220.19	8199.82	7684.87	257.47
59	98.39	204.45	7889.33	7393.88	247.72
60	91.09	189.48	7583.36	7107.12	238.12
61	84.17	175.26	7282.39	6825.05	228.67
62	77.60	161.77	6986.82	6548.05	219.39
63	71.39	148.99	6697.04	6276.47	210.29
64	65.51	136.90	6413.37	6010.61	201.38

65	59.97	125.48	6136.09	5750.74	192.67
66	54.75	114.72	5865.46	5497.11	184.18
67	49.84	104.59	5601.70	5249.92	175.89
68	45.23	95.08	5344.99	5009.33	167.83
69	40.92	86.16	5095.48	4775.49	160.00
70	36.89	77.81	4853.30	4548.51	152.39
71	33.14	70.03	4618.54	4328.49	145.02
72	29.64	62.78	4391.27	4115.50	137.89
73	26.41	56.05	4171.55	3909.58	130.99
74	23.41	49.82	3959.39	3710.74	124.32
75	20.65	44.07	3754.81	3519.01	117.90
76	18.12	38.78	3557.78	3334.36	111.71
77	15.81	33.93	3368.28	3156.75	105.76
78	13.70	29.50	3186.26	2986.16	100.05
79	11.78	25.48	3011.64	2822.51	94.57
80	10.06	21.84	2844.34	2665.72	89.31
81	8.51	18.56	2684.28	2515.71	84.29
82	7.13	15.63	2531.34	2372.37	79.48
83	5.90	13.03	2385.40	2235.60	74.90
84	4.83	10.73	2246.33	2105.26	70.53
85	3.89	8.72	2113.98	1981.23	66.38
86	3.09	6.98	1988.21	1863.35	62.43
87	2.40	5.49	1868.84	1751.47	58.68
88	1.82	4.23	1755.70	1645.44	55.13
89	1.35	3.17	1648.62	1545.08	51.77
90	0.96	2.31	1547.40	1450.22	48.59
91	0.66	1.62	1451.84	1360.67	45.59
92	0.43	1.09	1361.76	1276.24	42.76
93	0.26	0.69	1276.93	1196.73	40.10
94	0.14	0.40	1197.13	1121.95	37.59
95	0.07	0.21	1122.16	1051.69	35.24
96	0.02	0.09	1051.78	985.72	33.03
97	0.00	0.03	985.75	923.85	30.95
98	0.00	0.00	923.85	865.83	29.01

99	0.00	0.00	865.83	811.46	27.19
----	------	------	--------	--------	-------

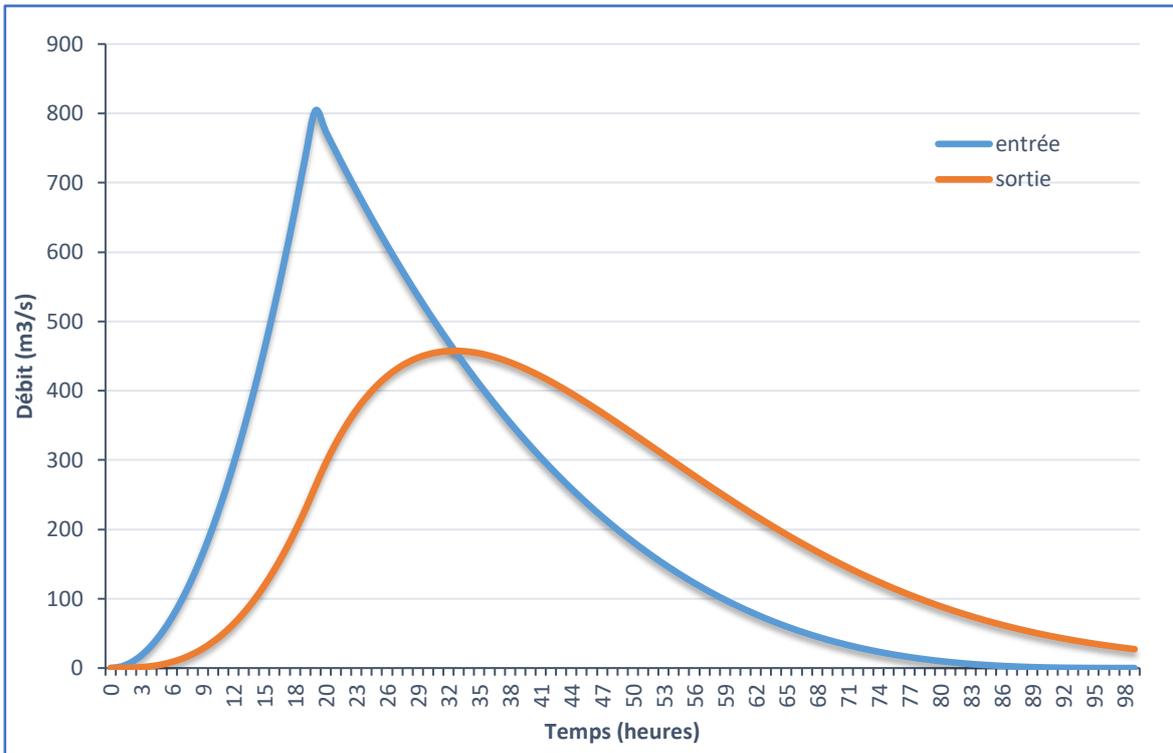


Figure II. 26 : Hydrogramme d'entrée et de sortie (B = 20 m)

On refait le calcul précédent par la méthode de Muskingum pour différentes largeurs déversantes.

Un tableau récapitulatif du laminage de crue pour les différentes largeurs proposées est représenté dans ce qui suit, accompagnée des hydrogrammes de crue.

Tableau II. 53 : Hydrogramme d'entrée et les hydrogrammes de sorties des différentes largeurs déversantes.

t (h)	I (m ³ /s)	Débit évacué (sortant) O (m ³ /s)														
		B=20m	B=25m	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	0	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
1	2.04	0.06	0.08	0.10	0.11	0.13	0.14	0.15	0.17	0.18	0.20	0.21	0.22	0.23	0.24	0.26
2	8.15	0.38	0.47	0.57	0.66	0.74	0.83	0.91	0.99	1.06	1.13	1.21	1.27	1.34	1.41	1.48
3	18.35	1.19	1.47	1.76	2.03	2.29	2.54	2.78	3.02	3.23	3.46	3.68	3.84	4.05	4.25	4.45
4	32.62	2.71	3.36	4.00	4.59	5.16	5.71	6.23	6.74	7.20	7.68	8.14	8.49	8.92	9.35	9.76
5	50.96	5.17	6.37	7.56	8.65	9.70	10.70	11.64	12.55	13.36	14.21	15.03	15.64	16.39	17.13	17.84
6	73.38	8.75	10.74	12.70	14.50	16.19	17.81	19.32	20.78	22.06	23.40	24.69	25.64	26.80	27.94	29.03
7	99.88	13.64	16.69	19.67	22.37	24.91	27.32	29.55	31.70	33.57	35.52	37.37	38.74	40.41	42.03	43.57
8	130.46	20.02	24.42	28.66	32.51	36.09	39.46	42.56	45.54	48.11	50.78	53.31	55.16	57.41	59.58	61.64
9	165.11	28.04	34.09	39.88	45.10	49.92	54.43	58.56	62.49	65.87	69.37	72.66	75.05	77.96	80.75	83.39
10	203.84	37.86	45.88	53.50	60.32	66.57	72.41	77.70	82.72	87.01	91.42	95.56	98.56	102.18	105.65	108.90
11	246.65	49.63	59.94	69.68	78.33	86.22	93.53	100.13	106.35	111.64	117.06	122.12	125.77	130.17	134.35	138.27
12	293.54	63.48	76.42	88.56	99.27	108.98	117.93	125.96	133.50	139.88	146.38	152.42	156.77	161.99	166.93	171.54
13	344.50	79.52	95.44	110.27	123.26	134.98	145.72	155.31	164.26	171.80	179.46	186.54	191.62	197.70	203.43	208.76
14	399.53	97.89	117.12	134.93	150.43	164.33	176.99	188.25	198.70	207.48	216.35	224.53	230.37	237.34	243.89	249.97
15	458.65	118.69	141.58	162.64	180.86	197.11	211.83	224.85	236.90	246.97	257.11	266.42	273.06	280.94	288.34	295.18
16	521.84	142.03	168.91	193.50	214.64	233.40	250.31	265.19	278.91	290.32	301.78	312.26	319.71	328.54	336.80	344.41
17	589.11	167.99	199.22	227.60	251.86	273.27	292.48	309.32	324.76	337.57	350.39	362.07	370.35	380.14	389.28	397.68

18	660.45	196.68	232.58	265.01	292.58	316.79	338.41	357.27	374.50	388.75	402.96	415.87	425.00	435.77	445.80	455.00
19	735.88	228.17	269.09	305.81	336.87	364.00	388.13	409.08	428.17	443.89	459.52	473.69	483.68	495.44	506.37	516.38
19.86	804.00	262.19	308.35	349.53	384.16	414.26	440.89	463.93	484.83	501.99	519.00	534.36	545.17	557.86	569.62	580.38
20	774.02	295.28	346.04	390.93	428.37	460.65	489.00	513.34	535.27	553.14	570.73	586.51	597.54	610.42	622.28	633.04
21	744.79	324.42	378.44	425.64	464.52	497.64	526.37	550.75	572.43	589.89	606.88	621.92	632.31	644.30	655.19	664.93
22	716.31	349.93	406.05	454.37	493.57	526.47	554.59	578.08	598.64	614.96	630.58	644.17	653.41	663.92	673.27	681.49
23	688.56	372.07	429.29	477.73	516.38	548.26	575.02	596.98	615.85	630.55	644.35	656.10	663.94	672.67	680.27	686.78
24	661.54	391.09	448.55	496.32	533.71	563.95	588.85	608.85	625.67	638.48	650.23	659.98	666.33	673.22	679.02	683.82
25	635.24	407.25	464.22	510.65	546.23	574.41	597.07	614.86	629.44	640.24	649.88	657.61	662.48	667.57	671.67	674.88
26	609.64	420.77	476.63	521.18	554.55	580.35	600.58	616.01	628.28	637.07	644.62	650.41	653.88	657.31	659.85	661.64
27	584.74	431.85	486.08	528.34	559.21	582.44	600.11	613.15	623.12	629.96	635.53	639.51	641.70	643.64	644.81	645.37
28	560.53	440.69	492.86	532.51	560.67	581.22	596.31	606.99	614.75	619.75	623.48	625.81	626.86	627.49	627.49	627.01
29	536.99	447.47	497.25	534.04	559.37	577.20	589.74	598.14	603.81	607.10	609.16	610.03	610.09	609.59	608.60	607.26
30	514.12	452.38	499.47	533.24	555.68	570.81	580.87	587.11	590.84	592.57	593.15	592.73	591.93	590.48	588.67	586.64
31	491.92	455.56	499.74	530.39	549.93	562.42	570.11	574.33	576.28	576.61	575.88	574.36	572.83	570.59	568.11	565.53
32	470.36	457.16	498.29	525.75	542.42	552.36	557.82	560.16	560.50	559.60	557.72	555.27	553.14	550.25	547.24	544.23
33	449.44	457.34	495.28	519.55	533.41	540.91	544.28	544.92	543.82	541.83	538.98	535.73	533.11	529.70	526.28	522.95
34	429.15	456.20	490.89	511.99	523.13	528.33	529.77	528.87	526.49	523.56	519.88	515.98	512.96	509.14	505.40	501.83
35	409.48	453.89	485.27	503.26	511.79	514.83	514.51	512.21	508.72	504.98	500.61	496.18	492.84	488.72	484.74	481.00
36	390.42	450.50	478.59	493.53	499.58	500.61	498.68	495.15	490.68	486.26	481.32	476.47	472.89	468.53	464.39	460.54
37	371.96	446.15	470.95	482.94	486.65	485.82	482.44	477.83	472.53	467.54	462.14	456.96	453.19	448.67	444.42	440.51

38	354.09	440.93	462.49	471.65	473.15	470.62	465.93	460.38	454.37	448.91	443.15	437.72	433.82	429.19	424.88	420.96
39	336.80	434.93	453.31	459.76	459.20	455.12	449.28	442.91	436.31	430.48	424.43	418.82	414.84	410.15	405.82	401.90
40	320.09	428.24	443.52	447.39	444.93	439.44	432.58	425.51	418.43	412.29	406.04	400.31	396.28	391.57	387.25	383.36
41	303.94	420.94	433.21	434.64	430.41	423.67	415.92	408.26	400.78	394.42	388.02	382.23	378.18	373.48	369.19	365.35
42	288.34	413.10	422.46	421.59	415.75	407.88	399.37	391.21	383.43	376.91	370.42	364.60	360.56	355.89	351.66	347.88
43	273.28	404.80	411.36	408.33	401.01	392.15	382.98	374.43	366.42	359.78	353.25	347.44	343.43	338.82	334.65	330.95
44	258.76	396.08	399.96	394.92	386.27	376.53	366.82	357.95	349.77	343.07	336.53	330.76	326.80	322.26	318.18	314.56
45	244.76	387.02	388.34	381.44	371.58	361.08	350.92	341.81	333.52	326.80	320.29	314.58	310.68	306.23	302.24	298.71
46	231.27	377.66	376.56	367.93	357.00	345.85	335.31	326.03	317.69	310.98	304.53	298.90	295.07	290.72	286.83	283.39
47	218.29	368.06	364.66	354.44	342.56	330.86	320.04	310.64	302.28	295.62	289.25	283.72	279.97	275.72	271.94	268.60
48	205.81	358.26	352.70	341.03	328.31	316.15	305.11	295.66	287.32	280.73	274.46	269.04	265.38	261.25	257.56	254.33
49	193.81	348.31	340.71	327.73	314.28	301.75	290.56	281.09	272.81	266.31	260.15	254.86	251.30	247.27	243.70	240.57
50	182.28	338.25	328.74	314.57	300.49	287.67	276.39	266.95	258.76	252.36	246.34	241.18	237.71	233.81	230.35	227.31
51	171.23	328.11	316.82	301.59	286.98	273.94	262.62	253.24	245.16	238.89	233.01	227.99	224.62	220.83	217.48	214.55
52	160.63	317.92	304.99	288.81	273.76	260.57	249.26	239.97	232.03	225.89	220.15	215.28	212.01	208.35	205.11	202.28
53	150.47	307.72	293.28	276.25	260.85	247.57	236.31	227.13	219.35	213.35	207.78	203.04	199.88	196.34	193.22	190.48
54	140.75	297.54	281.70	263.95	248.27	234.95	223.77	214.74	207.12	201.28	195.87	191.28	188.23	184.81	181.79	179.16
55	131.46	287.40	270.29	251.91	236.02	222.71	211.66	202.79	195.35	189.67	184.42	179.98	177.03	173.73	170.83	168.29
56	122.59	277.33	259.06	240.14	224.12	210.86	199.96	191.28	184.02	178.51	173.42	169.14	166.29	163.11	160.32	157.88
57	114.13	267.35	248.02	228.67	212.57	199.41	188.69	180.19	173.13	167.79	162.87	158.74	156.00	152.94	150.25	147.90
58	106.06	257.47	237.21	217.50	201.38	188.36	177.83	169.54	162.68	157.51	152.76	148.78	146.14	143.19	140.61	138.36

59	98.39	247.72	226.63	206.64	190.55	177.69	167.38	159.31	152.66	147.66	143.08	139.24	136.70	133.88	131.40	129.24
60	91.09	238.12	216.29	196.10	180.09	167.42	157.34	149.49	143.06	138.23	133.82	130.13	127.69	124.98	122.60	120.53
61	84.17	228.67	206.20	185.88	169.99	157.54	147.71	140.09	133.87	129.21	124.97	121.43	119.09	116.49	114.21	112.23
62	77.60	219.39	196.38	175.99	160.26	148.05	138.47	131.09	125.08	120.60	116.52	113.12	110.88	108.39	106.21	104.32
63	71.39	210.29	186.82	166.43	150.90	138.95	129.63	122.49	116.69	112.38	108.47	105.21	103.06	100.68	98.60	96.79
64	65.51	201.38	177.54	157.20	141.89	130.22	121.17	114.27	108.70	104.55	100.80	97.68	95.63	93.35	91.36	89.64
65	59.97	192.67	168.54	148.30	133.25	121.87	113.10	106.44	101.08	97.10	93.51	90.53	88.57	86.39	84.49	82.85
66	54.75	184.18	159.82	139.74	124.96	113.88	105.40	98.98	93.83	90.02	86.58	83.73	81.86	79.79	77.98	76.42
67	49.84	175.89	151.39	131.50	117.03	106.26	98.06	91.88	86.94	83.30	80.01	77.30	75.51	73.54	71.82	70.33
68	45.23	167.83	143.25	123.59	109.44	98.99	91.08	85.14	80.41	76.93	73.79	71.20	69.50	67.63	65.99	64.58
69	40.92	160.00	135.40	116.01	102.19	92.07	84.44	78.75	74.22	70.89	67.91	65.44	63.83	62.04	60.49	59.15
70	36.89	152.39	127.83	108.74	95.28	85.48	78.15	72.69	68.36	65.19	62.35	60.01	58.47	56.78	55.31	54.04
71	33.14	145.02	120.56	101.80	88.70	79.24	72.19	66.97	62.83	59.82	57.11	54.89	53.43	51.83	50.44	49.24
72	29.64	137.89	113.57	95.17	82.44	73.31	66.55	61.56	57.62	54.75	52.18	50.08	48.70	47.18	45.87	44.73
73	26.41	130.99	106.86	88.84	76.50	67.71	61.23	56.46	52.71	49.99	47.55	45.56	44.26	42.83	41.59	40.52
74	23.41	124.32	100.43	82.82	70.87	62.41	56.21	51.67	48.10	45.52	43.22	41.33	40.10	38.75	37.58	36.58
75	20.65	117.90	94.29	77.09	65.53	57.41	51.48	47.16	43.78	41.33	39.16	37.38	36.22	34.95	33.85	32.91
76	18.12	111.71	88.42	71.66	60.49	52.70	47.05	42.94	39.74	37.42	35.37	33.69	32.61	31.41	30.38	29.49
77	15.81	105.76	82.81	66.50	55.74	48.28	42.89	38.99	35.96	33.78	31.84	30.27	29.25	28.13	27.16	26.33
78	13.70	100.05	77.48	61.63	51.26	44.13	39.00	35.31	32.44	30.39	28.57	27.09	26.13	25.08	24.18	23.41
79	11.78	94.57	72.40	57.02	47.06	40.24	35.37	31.88	29.18	27.24	25.54	24.15	23.26	22.28	21.44	20.72

80	10.06	89.31	67.58	52.68	43.11	36.61	31.99	28.69	26.15	24.33	22.73	21.44	20.61	19.69	18.91	18.24
81	8.51	84.29	63.01	48.59	39.42	33.23	28.85	25.74	23.35	21.65	20.16	18.95	18.17	17.33	16.60	15.98
82	7.13	79.48	58.68	44.75	35.97	30.08	25.95	23.02	20.78	19.19	17.79	16.67	15.95	15.16	14.49	13.92
83	5.90	74.90	54.59	41.15	32.75	27.16	23.26	20.51	18.41	16.93	15.63	14.59	13.92	13.20	12.58	12.05
84	4.83	70.53	50.73	37.78	29.76	24.47	20.79	18.21	16.25	14.87	13.66	12.70	12.08	11.42	10.85	10.36
85	3.89	66.38	47.10	34.63	26.99	21.98	18.52	16.10	14.28	13.00	11.88	10.99	10.43	9.81	9.29	8.85
86	3.09	62.43	43.68	31.70	24.42	19.69	16.44	14.18	12.49	11.30	10.27	9.46	8.94	8.37	7.90	7.50
87	2.40	58.68	40.47	28.97	22.05	17.59	14.55	12.45	10.87	9.78	8.83	8.08	7.61	7.09	6.66	6.30
88	1.82	55.13	37.46	26.44	19.88	15.67	12.83	10.88	9.42	8.41	7.54	6.86	6.43	5.96	5.57	5.24
89	1.35	51.77	34.65	24.10	17.88	13.93	11.28	9.46	8.12	7.19	6.40	5.78	5.39	4.97	4.61	4.32
90	0.96	48.59	32.02	21.94	16.05	12.35	9.88	8.20	6.97	6.12	5.40	4.83	4.48	4.10	3.78	3.52
91	0.66	45.59	29.58	19.95	14.39	10.92	8.62	7.08	5.95	5.17	4.52	4.01	3.69	3.35	3.07	2.84
92	0.43	42.76	27.30	18.12	12.88	9.64	7.51	6.08	5.05	4.35	3.76	3.30	3.01	2.71	2.46	2.26
93	0.26	40.10	25.19	16.45	11.51	8.49	6.52	5.21	4.27	3.63	3.10	2.69	2.44	2.17	1.96	1.77
94	0.14	37.59	23.23	14.91	10.27	7.46	5.64	4.45	3.60	3.02	2.55	2.18	1.96	1.73	1.53	1.38
95	0.07	35.24	21.42	13.52	9.16	6.55	4.88	3.79	3.02	2.50	2.08	1.76	1.56	1.36	1.19	1.06
96	0.02	33.03	19.74	12.25	8.17	5.74	4.21	3.22	2.52	2.06	1.69	1.41	1.23	1.06	0.92	0.80
97	0.00	30.95	18.19	11.10	7.28	5.03	3.63	2.73	2.11	1.70	1.37	1.12	0.97	0.82	0.70	0.60
98	0.00	29.01	16.77	10.05	6.48	4.41	3.13	2.32	1.76	1.40	1.11	0.89	0.76	0.63	0.53	0.45
99	0.00	27.19	15.45	9.11	5.77	3.87	2.70	1.97	1.47	1.15	0.89	0.71	0.60	0.49	0.40	0.34

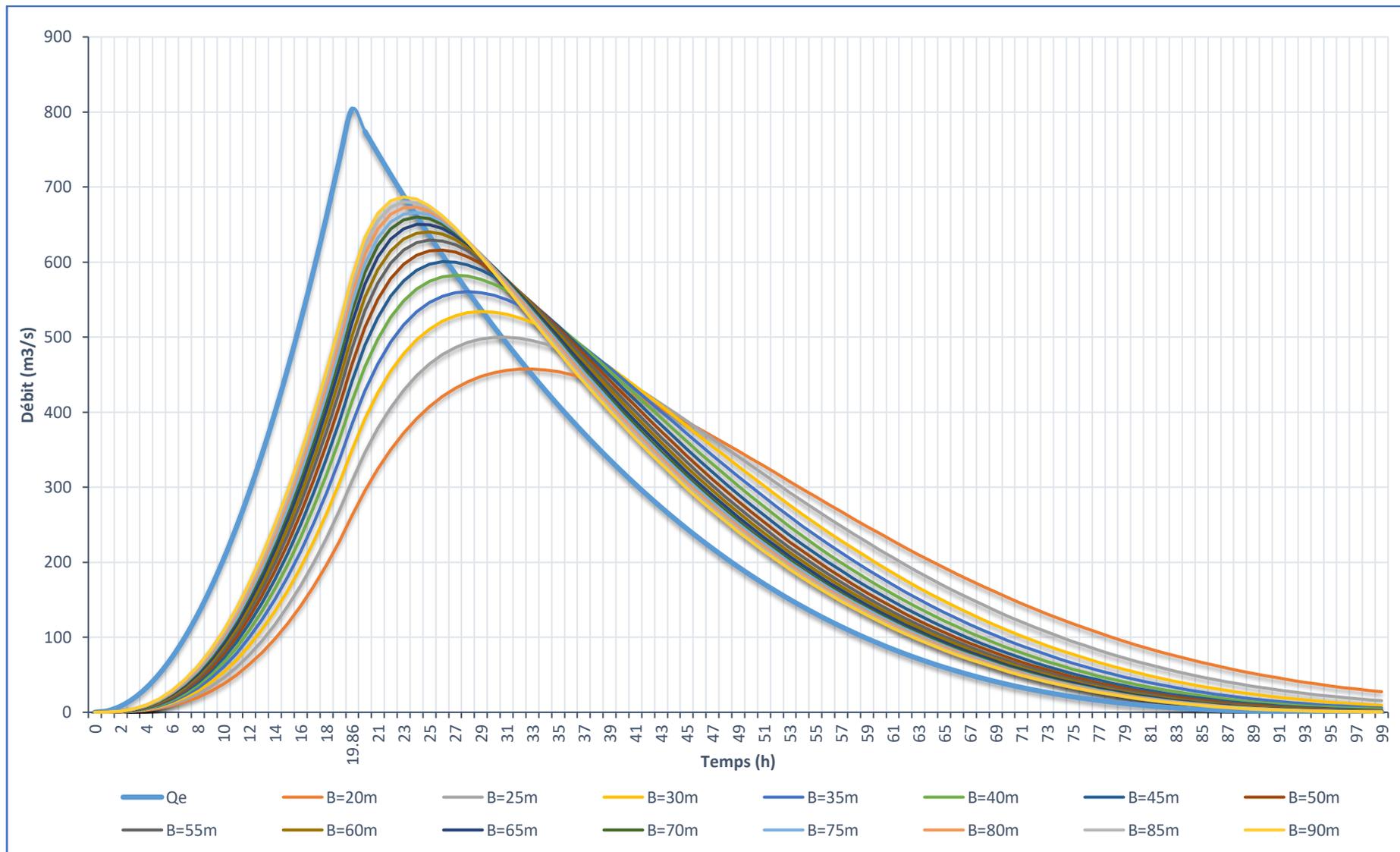


Figure II. 27 : Hydrogramme de crue pour les différentes largeurs

II.8 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. Pour ce faire on calcule le coût approximatif de l’ouvrage pour différentes largeurs déversantes ainsi que pour les différentes hauteurs de la digue.

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

II.8.1 Revanche

C’est la tranche au-dessus de la côte des plus hautes eaux, elle est déterminée en fonction de la hauteur des vagues H_v , la vitesse du vent U et de la vitesse de propagation des vagues V dans la retenue.

$$R = 0.75H_v + \frac{V^2}{2g} + S \dots\dots\dots(\text{II. 65})$$

- H_v : hauteur des vagues (m)
- V : vitesse de propagation des vagues (m/s)
- S : marge de sécurité ; $S = 0.5$ m

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche, on introduira dans ce cas le paramètre F représentant le Fetch

- F : largeur du plan d’eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et la direction du barrage appelée Fetch qui doit être inférieure à 18 km ; $F = 4.3$ km

a. Formule de Setverson

$$H_v = 0.75 + 0.34\sqrt{F} - 0.26\sqrt[4]{F} \dots\dots\dots(\text{II. 66})$$

La vitesse de propagation des vagues est calculée avec la formule de Gaillard :

$$V = 1.5 + 2H_v \dots\dots\dots(\text{II. 67})$$

b. Formule de Mallet Pacquant

$$H_v = 0.5 + 0.33 \sqrt{F} \dots\dots\dots(\text{II. 68})$$

$$V = 1.5 + 0.66 H_v \dots\dots\dots(\text{II. 69})$$

c. Formule de Molitor

$$H = 0.75 + 0.032 (U.F)^{0.5} - 0.27 F \dots\dots\dots(\text{II. 70})$$

- U : la vitesse du vent mesurée en Km/h ; $U = 7.2$ Km/h

Avec : $V = 1.5 + 2H_v$, formule de Gaillard (II. 66)

d. Formule simplifiée :

$$R = 1 + 0.3\sqrt{F} \dots\dots\dots(\text{II. 71})$$

Formule	H_v (m)	V (m/s)	R (m)
Setverson	1.08	3.66	1.99
Mallet Pacquant	1.18	2.28	1.65
Molitor	0.58	2.66	1.30
Simplifiée	-	-	1.62

Pour des raisons de sécurité on prend :

$$R = 2 \text{ m}$$

II.8.2 Calcul du tassement

Le tassement est calculé grâce aux formules suivantes :

$$T = 0.015 H_b \dots\dots\dots(\text{II. 72})$$

$$T = 0.001 H_b^{3/2} \dots\dots\dots(\text{II. 73})$$

- T : tassement de la crête du barrage
- H_b : hauteur du barrage qui est de l'ordre de 40 m

Les tassements sont estimés à :

$$T = 0.5 \text{ m}$$

II.8.3 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. Knappen

$$b_{cr} = 1.65 \sqrt{H_b} \dots\dots\dots(\text{II. 74})$$

b. Preece

$$b_{cr} = 1.1 \sqrt{H_b} + 1 \dots\dots\dots(\text{II. 75})$$

c. Simplifiée (anonyme) :

$$b_{cr} = 3.6 \sqrt[3]{H_b} - 3 \dots\dots\dots(\text{II. 76})$$

d. Pratique (USBR) :

$$b_{cr} = 5/3 \sqrt{H_b} \dots\dots\dots(\text{II. 77})$$

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

$$H_b = C_{NNR} - C_{fond} + H_{dév} + R + T \dots\dots\dots(\text{II. 78})$$

Tableau II. 54 : Variation de la côte de la crête en fonction de la charge déversant.

B (m)	H _{dév} (m)	côte crête (m)	C _{fond} (m)	R (m)	T (m)	H _b (m)	b _{cr} (m)				b _{cr} moy (m)
							Knappen	Peece	Simplifiée	Pratique	
20	7.00	804.30	775	2	0.5	38.80	9.79	7.53	8.80	9.89	9.00
25	6.03	803.33	775	2	0.5	36.87	9.52	7.34	8.58	9.61	8.76
30	5.34	802.64	775	2	0.5	35.48	9.32	7.21	8.42	9.41	8.59
35	4.82	802.12	775	2	0.5	34.44	9.16	7.11	8.29	9.26	8.45
40	4.41	801.71	775	2	0.5	33.62	9.04	7.03	8.19	9.13	8.35
45	4.08	801.38	775	2	0.5	32.95	8.94	6.96	8.11	9.03	8.26
50	3.80	801.10	775	2	0.5	32.40	8.85	6.90	8.03	8.94	8.18
55	3.57	800.87	775	2	0.5	31.93	8.78	6.86	7.97	8.87	8.12
60	3.37	800.67	775	2	0.5	31.53	8.72	6.81	7.92	8.81	8.07
65	3.19	800.49	775	2	0.5	31.18	8.67	6.78	7.88	8.75	8.02
70	3.04	800.34	775	2	0.5	30.87	8.62	6.74	7.84	8.70	7.98
75	2.90	800.20	775	2	0.5	30.60	8.57	6.72	7.80	8.66	7.94
80	2.78	800.08	775	2	0.5	30.36	8.53	6.69	7.77	8.62	7.90
85	2.67	799.97	775	2	0.5	30.14	8.50	6.67	7.74	8.59	7.87
90	2.57	799.87	775	2	0.5	29.94	8.47	6.65	7.71	8.55	7.84

On opte pour : $b_{cr} = 8 \text{ m}$

II.8.4 Calcul des coûts

a. Coût de la digue en remblai

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

$$V_b = \sum V_i \dots\dots\dots(\text{II. 79})$$

$$V_i = \frac{S_i+S_{i+1}}{2} L_i \dots\dots\dots(\text{II. 80})$$

- V_i : le volume de barrage à la cote i
- L_i : distance entre deux coupes voisines
- S_i : section transversale correspondante à la coupe i , donnée par la formule :

$$S_i = \frac{b_{cr}+B_i}{2} H_i \dots\dots\dots(\text{II. 81})$$

- B_i : largeur de base
- $B_i = (m_1 + m_2)H_i + b_{cr} \dots\dots\dots(\text{II. 82})$
- m_1 : fruits de talus amont du barrage ; $m_1 = 3$
- m_2 : fruits de talus aval du barrage ; $m_2 = 2.5$
- b_{cr} : largeur en crête ; $b_{cr} = 8.5$ m
- H_i : hauteur de la tranche au point i ; $H_i = C_{NNR} - C_{fond} + H_{dév} + R + T$

b. Coût de l'évacuateur de crues

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

L'évacuateur de crues est implanté sur le corps du barrage principal en BCR. Il s'agit d'un seuil déversant libre de type Creager. Le coursier en marche d'escalier est directement aménagé sur le parement aval du barrage. Un ouvrage de dissipation constitué par une dalle généralisée en béton armé, implanté au pied aval de la digue. Il permet d'assurer la restitution correcte des débits dans le lit naturel de l'oued.

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

$$\frac{Y}{H} = 0.47 \left(\frac{X}{Y} \right)^{1.8} \dots\dots\dots(\text{II. 83})$$

- H : charge sur le seuil
- Y : ordonnée du profil (m)
- X : abscisse du profil (m)

Le volume du déversoir sera :

$$V_d = S \times B \dots\dots\dots(\text{II. 84})$$

- S : section transversale (m²)
- B : largeur du déversoir (m)

Pour les calculs hydrauliques du coursier à marches d'escalier on se référera à (Minor H.E et Hager W.H) qui ont démontré que, relativement à la dissipation d'énergie, la hauteur optimum des marches (S_{opt}) peut être calculée comme :

$$S_{opt} \cong 0.3h_c \dots\dots\dots (II. 85)$$

Avec : la hauteur critique $h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$; où : $Q_{dév} = 659.98 \text{ m}^3/\text{s}$

On a opté pour une hauteur de marche de **0.9 m**.

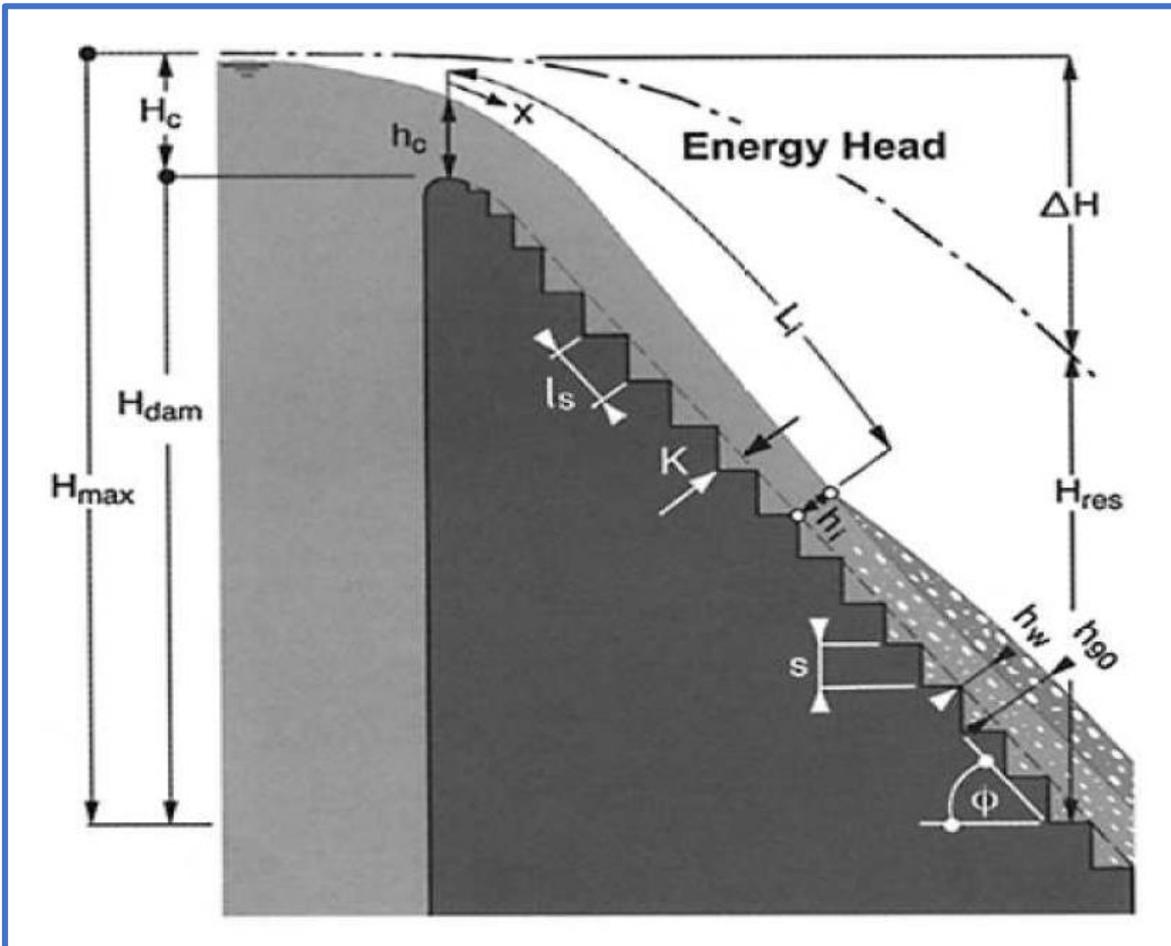


Figure II. 28 : Coursier en marche d'escalier sur le parement aval du déversoir

c. Estimation du coût total

Les différents organes du barrage sont composés de matériaux divers. Le pris unitaire des matériaux utilisés dans ce projet sont :

- Le prix du mètre cube de remblai pour les ailes de la digue, est estimé à 350DA.
- Le prix du mètre cube du béton armé pour les ouvrages annexes est estimé à 45000DA.
- Le prix du mètre cube du BCR pour le corps central du barrage est estimé à 450 DA.

Le calcul des coûts de matériaux effectué après détermination des volumes de remblais et du béton. Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II. 55 : Variation du coût total du barrage (calcul d'optimisation).

B (m)	Coût évacuateur (10 ⁶ DA)	Coût Digue (10 ⁶ DA)	Coûts total (10 ⁶ DA)
20	275.53	2814.95	3090.48
25	344.41	2603.01	2947.43
30	413.29	2550.00	2963.29
35	482.18	2536.97	3019.15
40	551.06	2483.82	3034.88
45	619.94	2360.00	2979.94
50	688.82	2272.24	2961.06
55	757.71	2126.12	2883.82
60	826.59	2050.00	2876.59
65	880.00	2005.06	2885.06
70	904.08	1864.39	2768.47
75	964.35	1860.00	2824.35
80	1033.24	1794.19	2827.43
85	1102.12	1775.16	2877.28
90	1171.00	1681.17	2852.17
95	1239.88	1560.68	2800.57

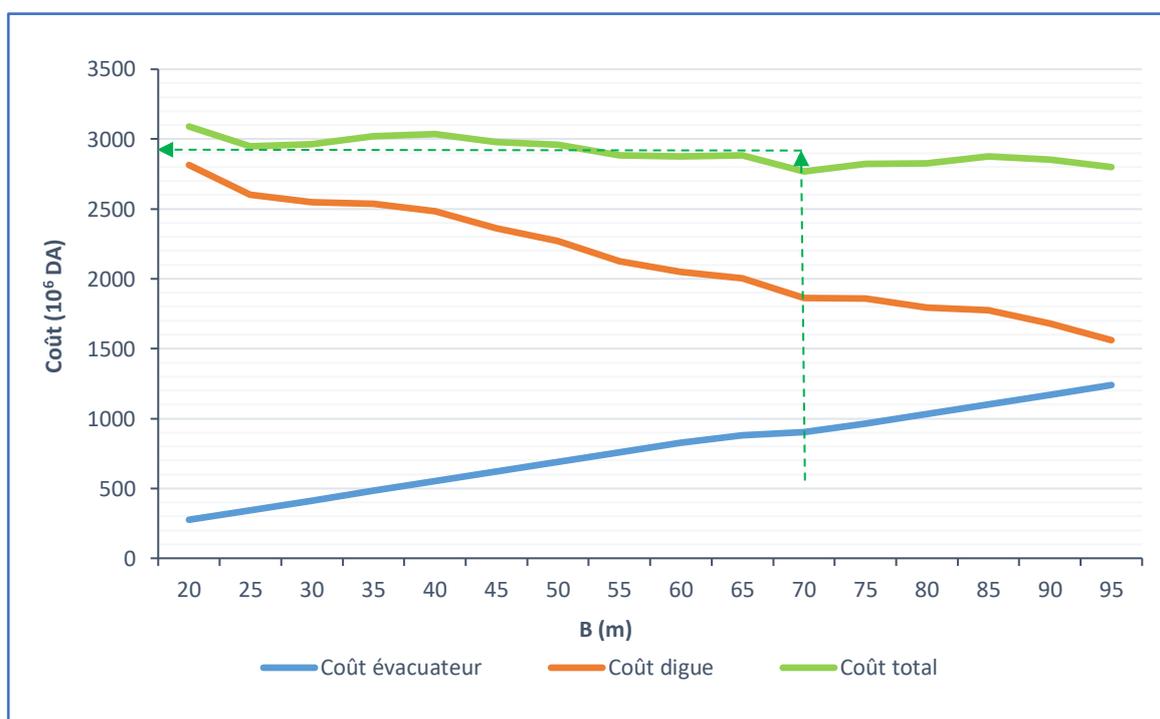


Figure II. 29 : La courbe d'optimisations des coûts

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

La courbe superposée des coûts totaux donne un point optimum correspondant à une largeur de déversoir optimale « $B = 70 \text{ m}$ » et une côte en crête optimale de la digue égale à 800.34 mNGA.

Conclusion

Au terme de ce chapitre on a pu déterminer tous les paramètres hydrologiques nécessaires pour la conception de notre barrage ainsi que ses caractéristiques. On remarque néanmoins une divergence entre les résultats obtenus et ceux de l'étude de faisabilité faite par le bureau d'étude Stucky&B-G (2007), cette divergence est due à plusieurs facteurs, tels que l'avis du concepteur, l'emploi de différentes méthodes de calcul et parfois la difficulté d'obtenir quelques données locales.

Vu l'écart entre les deux résultats, les éléments constituant le barrage vont être redimensionnés en tenant compte des nouvelles valeurs qu'on a obtenues dans cette étude.

On récapitule les résultats de l'étude hydrologique, de la régularisation, de laminage des crues et de l'étude d'optimisation dans le tableau ci-dessous :

Tableau II. 56 : Tableau récapitulatif des caractéristiques du barrage.

Désignation	Symbole	Unité	Valeur
Volume mort	V_m	Mm^3	9.095
Volume utile	V_u	Mm^3	14.285
Volume au niveau normal de la retenue	V_{NNR}	Mm^3	23.38
Côte du fond	C_{fond}	mNGA	775
Côte NVM	NVM	mNGA	779.80
Côte NNR	NNR	mNGA	793.70
Côte NPHE	NPHE	mNGA	796.74
Côte en crête	$C_{crête}$	mNGA	800.34
Largeur en crête	b_{cr}	m	8
Revanche	R	m	2
Tassement	T	m	0.5
Hauteur du barrage	H_b	m	30.87
Largeur du déversoir	B	m	70
Charge déversante	$H_{d,max}$	m	3.04
Débit déversé	$Q_{dév}$	m^3/s	659.98

CHAPITRE III :
Dérivation provisoire

CHAPITRE III :**DERIVATION PROVISOIRE****Introduction**

La construction d'un barrage passera au moins par une saison pluvieuse. Pour cette raison, la rivière devra être dérivée. Cette dérivation sera faite au moyen d'un conduit en béton armé et des batardeaux en amont et en aval.

Cet ouvrage a pour but la dérivation des eaux de crues 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

Dans notre cas il n'y a pas de batardeau aval. Le batardeau amont se construit avec les mêmes soins que le barrage.

III.1 TYPES D'OUVRAGES DE DERIVATION PROVISOIRE**a. Galeries**

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

b. Conduites

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

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, sur le coût de l'ouvrage de dérivation et sur la durée d'exécution de l'aménagement.

En Algérie, le plus souvent le dimensionnement se fait par les crues dont la période de retour varie entre 10 et 50 ans. En prenant en considération les 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 probabilité 5% (période de retour de 20ans).

$$Q_{\max,5\%} = 322 \text{ m}^3/\text{s}$$

En général, les travaux de réalisation de la dérivation provisoire se font suivant les étapes suivantes :

- **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.3 CANAL DE DERIVATION

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 de chantier.

a. Calcul de débit

Le canal projeté est de forme trapézoïdale avec un fruit des talus $m = 2.5$.

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

La surface économique du profil en travers du canal correspond une vitesse moyenne d'écoulement $V = Q/S$.

$$Se = Q_{5\%}/Va \dots\dots\dots(III. 1)$$

$$Se = 40.25 \text{ m}^2$$

- $Q_{5\%}$: débit évacué ; $Q_{5\%} = 322 \text{ m}^3/\text{s}$
- Va : vitesse admissible ; $Va = 8 \text{ m/s}$

On fixe la largeur (b_i), et on prend ensuite une série des hauteurs (h_i), et on calcule les débits.

$$Q = S \times C \times \sqrt{RI} \dots\dots\dots(III. 2)$$

- Q : débit transité (m^3/s) ; $Q = 322 m^3/s$
- R: rayon hydraulique ; $R = S/p$
- S : section mouillée du canal (m^2); $S = (b + mh)h$
- P: périmètre mouillé (m) ; $P = b + 2h\sqrt{1 + m^2}$
- C : coefficient du CHEZY ; $C = \frac{1}{n} R^{\frac{1}{6}}$
- n: coefficient de rugosité; $n = 0.022 m^{-1/3}, s$
- I : pente du canal/oued ; $I = 0.004 m/m$
- m: pente des talus ; $m = 2.5$
- b: largeur du canal (m); $b = 25 m$
- h: tirant d'eau dans le canal (m)

Le tableau suivant représente le calcul des débits pour différents tirant d'eau

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

b_i (m)	h_i (m)	S_m (m^2)	P_m (m)	R_h (m)	C	Q (m^3/s)
25	0.0	0.00	25.00	0.00	0.00	0.00
25	1.0	27.50	30.39	0.91	44.70	73.97
25	1.2	33.60	31.46	1.07	45.96	100.92
25	1.4	39.90	32.54	1.23	47.03	131.41
25	1.6	46.40	33.62	1.38	47.96	165.36
25	1.8	53.10	34.69	1.53	48.80	202.74
25	2.0	60.00	35.77	1.68	49.55	243.51
25	2.2	67.10	36.85	1.82	50.23	287.66
25	2,35	72.41	37,63	1,92	50,69	322.02

Donc :

$$b = 25 m$$

$$h = 2.35 m$$

b. Calcul de la hauteur du canal

$$h_{ca} = h + R \dots\dots\dots(III. 3)$$

$$h_{ca} = 3.1 m$$

- h_{ca} : hauteur du canal
- h: tirant d'eau dans le canal (m); $h = 2.35 m$
- R: revanche ; $R = 0.75 m$

On peut ainsi déterminer le de la hauteur du pré-batardeau comme suit :

$$h_{p-bat} = h_{ca} + R_V \dots\dots\dots(III. 4)$$

$$h_{p-bat} = 5.1 \text{ m}$$

- h_{p-bat} : hauteur de pré-batardeau
- h_{ca} : hauteur du canal ; $h_{ca} = 3.1 \text{ m}$
- R_V : hauteur de montée de la vague ou revanche ; $R_V = 2\text{m}$

c. Calcul de la hauteur critique

$$h_c = K \left(1 - \frac{\sigma_c}{3} + 0.105\sigma_c^2 \right) \dots\dots\dots(III. 5)$$

Avec : $K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}} = \sqrt[3]{\frac{322^2}{9.81 \times 25^2}} = 2.57$

Et : $\sigma_c = \frac{2Km}{b} = \frac{2 \times 2.57 \times 2.5}{25} = 0.51$

$$h_c = 2.20 \text{ m}$$

d. Calcul de la pente critique

$$I_c = \frac{g \times h_c}{R_c \times C^2} \dots\dots\dots(III. 6)$$

$$I_c = 0.005 \text{ m/m}$$

- S_c : section mouillée critique du canal (m^2); $S_c = (b + mh_c)h_c = 67.05 \text{ m}^2$
- P_c : périmètre mouillé critique (m) ; $P_c = b + 2h_c\sqrt{1 + m^2} = 36.84 \text{ m}$
- R_c : rayon hydraulique critique ; $R_c = \frac{S_c}{P_c}$
- m: pente des talus ; $m = 2.5$
- C : coefficient du CHEZY ; $C = \frac{1}{n} R_c^{\frac{1}{6}}$
- n: coefficient de rugosité ; $n = 0.022 \text{ m}^{-1/3} \cdot s$
- h_c : hauteur critique ; $h = 2.20 \text{ m}$

Remarque

On trouve donc h_n supérieur à h_c , on a donc une courbe de type M correspondent aux pentes faibles où l'écoulement est fluvial.

III.4 GALERIE DE DERIVATION

L'ouvrage de dérivation provisoire constitué par une galerie en béton armé à section constante, traversant le bloc central du en béton du barrage.

La galerie de dérivation a été dimensionnée pour garantir l'écoulement de la crue avec temps de retour 20 ans dont le débit de pointe est estimé à $Q_{max,5\%} = 322 \text{ m}^3/\text{s}$. Ce débit doit passer par la galerie en charge sans que le niveau n'atteigne le niveau de couronnement du batardeau, on le dimensionnera en laminant la crue de fréquence 5 %.

Une fois les travaux de construction du barrage avancés, la vidange de fond et prise d'eau seront installées dans le canal.

II.4.1 Courbe de tarage

$$Q = \frac{1}{n} S \times R^{\frac{2}{3}} \times I^{\frac{1}{2}} \dots \dots \dots (III. 7)$$

- R: rayon hydraulique ; $R = S/P$
- S : section mouillée du canal (m²); $S = (b + mh)h$
- P: périmètre mouillé (m) ; $P = b + 2h\sqrt{1 + m^2}$
- I : pente du canal ; $I = 0.004$ m/m
- m: pente des talus ; $m = 2.5$
- b: largeur de l'oued (m); $b = 30$ m
- C : coefficient du CHEZY ; $C = \frac{1}{n} R^{\frac{1}{6}}$
- n: coefficient de rugosité (lit de l'oued) ; $n = 0.033 \text{ m}^{-1/3} \cdot s$
- h: tirant d'eau dans le canal (m)

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III. 2 : Niveau de l'eau en fonction du débit dans le lit de l'oued.

Z (m)	775	776	777	778	779	780
Q (m3/s)	0	59	192	391	653	980

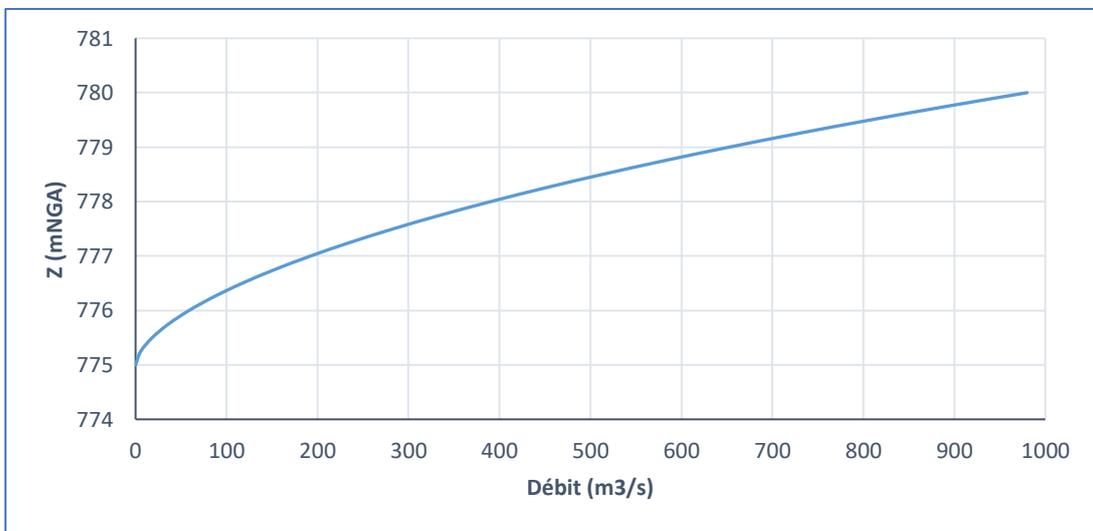


Figure III. 1 : Courbe de tarage

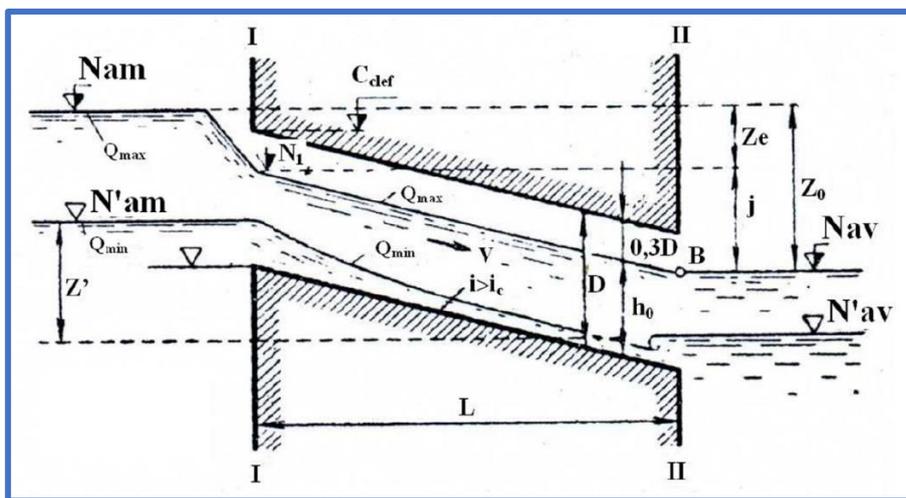


Figure III. 2 : Coupe longitudinale de la galerie de dérivation

II.4.2 Laminage de crue de chantier

L'écoulement dans la galerie est en charge et il est régi par la formule suivante:

$$Q = \mu \times S \times \sqrt{2 \times g \times Z} \dots\dots\dots(III. 8)$$

a. Calcul du coefficient de débit

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1 + \sum \xi_s + \sum \xi_l}} \dots\dots\dots(III. 9)$$

- $\sum \xi_s = \xi_{sor} + \xi_{ent} = 1 + 0.5 = 1.5$ m ; somme des pertes de charge singulière
- $\sum \xi_l = \frac{\lambda \times L}{D}$; somme des pertes de charge linéaires ; avec : $\lambda = \frac{125 \times n^2}{D^3}$
- n : coefficient de rugosité de Manning (béton) ; n = 0.014 m^{-1/3}.s
- L : longueur de la conduite de vidange (m) ; L = 210 m
- D_g : diamètre de la galerie (m)

On propose un intervalle de diamètre, puis on calcul les pertes de charge et le coefficient de débit pour chaque diamètre. Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III. 3 : Coefficient de débit pour différents diamètres.

Dg (m)	λ	ξl (m)	ξe (m)	ξs (m)	μ
5	0.0143	0.60	0.50	1	0.568
5.5	0.0139	0.53	0.50	1	0.574
6	0.0135	0.47	0.50	1	0.580
6.5	0.0131	0.42	0.50	1	0.585
7	0.0128	0.38	0.50	1	0.589
7.5	0.0125	0.35	0.50	1	0.592
8	0.0123	0.32	0.50	1	0.595

b. Détermination des hauteur déversantes

À partir de l'hydrogramme de crue de fréquence 5% (Tableau 3, Aannexe II) on calcule le volume de la crue correspondante, et on tire les hauteurs correspondantes à chaque volume, jusqu'au temps de montée (t = 19.86 heures), à partir de la courbe capacité-hauteur.

Tableau III. 4 : Résultat de calcul : h_{dév} = f(T).

t (h)	Qc (m ³ /s)	Qc.moy (m ³ /s)	V (Mm ³)	H (mNGA)	h _{dév} (m)
0	0.00				
4	13.06	6.53	0.09	775	0
8	52.25	32.66	0.47	777.2	2.2
12	117.56	84.90	1.22	779.8	4.8
16	209.00	163.28	2.35	782	7
19.86	322.00	265.50	3.82	783.7	8.7

c. Calcul du débit

Le calcul du débit correspondant à chaque diamètre se fait par la formule (III. 7), avec :

$$Z = h_{dév}(L \times I - D_g/2) \dots\dots\dots(III. 10)$$

- $h_{dév}$: hauteur déversante (m) (Tableau III.5) ; $h_{dév} = 8.7$ m
- L : longueur de la conduite de vidange (m) ; $L = 210$ m
- I : pente de la galerie (m) ; $I = 0.01$ m/m
- D_g : diamètre de la galerie (m)
- S : section de la galerie ; $S = \pi D_g^2/4$

Tableau III. 5 : Résultat de calcul : $Q = f(D)$.

Dg (m)	μ	S (m ²)	Z (m)	Q (m ³ /s)
5	0.568	19.63	8.30	142.20
5.5	0.574	23.75	8.05	171.44
6	0.580	28.26	7.80	202.79
6.5	0.585	33.17	7.55	236.06
7	0.589	38.47	7.30	271.06
7.5	0.592	44.16	7.05	307.59
8	0.595	50.24	6.80	345.47

d. Résultat du laminage

Tableau III. 6 : Résultat du laminage de la crue de chantier.

Dg (m)	5	5.5	6	6.5	7	7.5	8
Z (m)	8.4	8.15	7.9	7.65	7.4	7.15	6.9
Q (m ³ /s)	142.40	171.79	203.32	236.80	272.05	308.87	347.06

II.4.3 Etude d’optimisation

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 pour ensuite tracer la courbe d’optimisation et 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.

Afin de faire ce calcul, des hypothèses sont établies, qui sont :

- Ecoulement dans la galerie 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 aval correspondants aux débits maximum et minimum Q_{max} et Q_{min} .

Le calcul des paramètres nécessaire pour l'étude d'optimisation est résumé dans le tableau suivant :

Tableau III. 7 : Tableau Paramètres de calcul d'optimisation

N°	Paramètre	Désignation	Unité
1	Diamètre	D	m
2	Section du tunnel	A = $\pi D^2/4$	m²
3	Profondeur d'eau	$h_0 = 0.7D$	m
4	Section mouillée	$A_1 = 0.74A$	m²
5	Rayon hydraulique	$R_h = 0.3D$	m
6	Coefficient de Chezy	$C = 1/n R^{1/6}$	m^{1/2}s⁻¹
7	Vitesse moyenne	$V = Q_{max}/A_1$	m/s
8	Pente	$i = V^2/C^2R$	m/m
9	Perte de charge linéaire	$h_l = iL$	m
10	Perte de charge à l'entrée	$Z_e = V^2/2g\varphi^2$	m
11	Perte de charge totale (différence de niveau)	$Z_0 = Z_e + h_l$	m
12	Niveau du plan d'eau amont	$N_{am} = N_{av} + Z_0$	mNGA
13	Niveau d'eau dans la section	$N_1 = N_{av} + h_l$	mNGA
14	Côte du seuil d'entrée de la galerie	$C_s = N_1 - h_0$	mNGA
15	Hauteur du batardeau amont	$H_{bat} = N_{am} + 1 - C_{fond}$	m
16	Section transversal du batardeau	$F_{bat} = (10 + 3H_{bat})H_{bat}$	m²
17	Longueur du batardeau	Bm	m
18	Volume du batardeau	$V_{bat} = F_{bat} \times Bm$	m³
19	Conversion en volume de béton	$V'_{bat} = 0.1V_{bat}$	m³
20	Volume de la galerie	$V_g = L.A$	m³
21	Conversion en volume de béton	$V'_g = 1.5V_g$	m³
22	Volume total des travaux	$\sum V' = V'_{bat} + V'_g$	m³
23	Batardeau	$V'_{bat} \times \text{Prix u.}$	10⁶DA
24	Galerie	$V'_g \times \text{Prix u.}$	10⁶DA
25	Total	$\sum V' \times \text{Prix u.}$	10⁶DA

Avec :

n	L (m)	φ	N_{av} mNGA	C_{fond} mNGA
0.014	210	0.9	773.5	775

Application numérique :

N°	a. Calcul hydraulique						
1	5	5.5	6	6.5	7	7.5	8
2	19.63	23.75	28.26	33.17	38.47	44.16	50.24
3	3.50	3.85	4.20	4.55	4.90	5.25	5.60
4	14.52	17.57	20.91	24.54	28.46	32.68	37.18
5	1.50	1.65	1.80	1.95	2.10	2.25	2.40
6	76.42	77.65	78.78	79.84	80.83	81.77	82.65
7	9.79	9.76	9.70	9.62	9.52	9.41	9.29
8	0.0109	0.0096	0.0084	0.0074	0.0066	0.0059	0.0053
9	2.30	2.01	1.77	1.56	1.39	1.24	1.11
10	6.03	5.99	5.92	5.82	5.71	5.58	5.43
11	8.33	8.00	7.68	7.38	7.09	6.81	6.54
12	782.83	782.50	782.18	781.88	781.59	781.31	781.04
13	780.53	780.49	780.42	780.32	780.21	780.08	779.93
	b. Calcul du volume des travaux						
14	777.03	776.64	776.22	775.77	775.31	774.83	774.33
15	8.83	8.50	8.18	7.88	7.59	7.31	7.04
16	322.27	301.71	282.82	265.31	248.95	233.58	219.06
17	320.00	300.00	265.00	260.00	255.00	250.00	245.00
18	103127.35	90512.49	74948.12	68981.42	63483.32	58394.51	53668.82
19	10312.73	9051.25	7494.81	6898.14	6348.33	5839.45	5366.88
20	4121.25	4986.71	5934.60	6964.91	8077.65	9272.81	10550.40
21	6181.88	7480.07	8901.90	10447.37	12116.48	13909.22	15825.60
22	10303.13	12466.78	14836.50	17412.28	20194.13	23182.03	26376.00
	c. Prix des travaux						
23	360.95	316.79	262.32	241.43	222.19	204.38	187.84
24	216.37	261.80	311.57	365.66	424.08	486.82	553.90
25	577.31	578.60	573.88	607.09	646.27	691.20	741.74

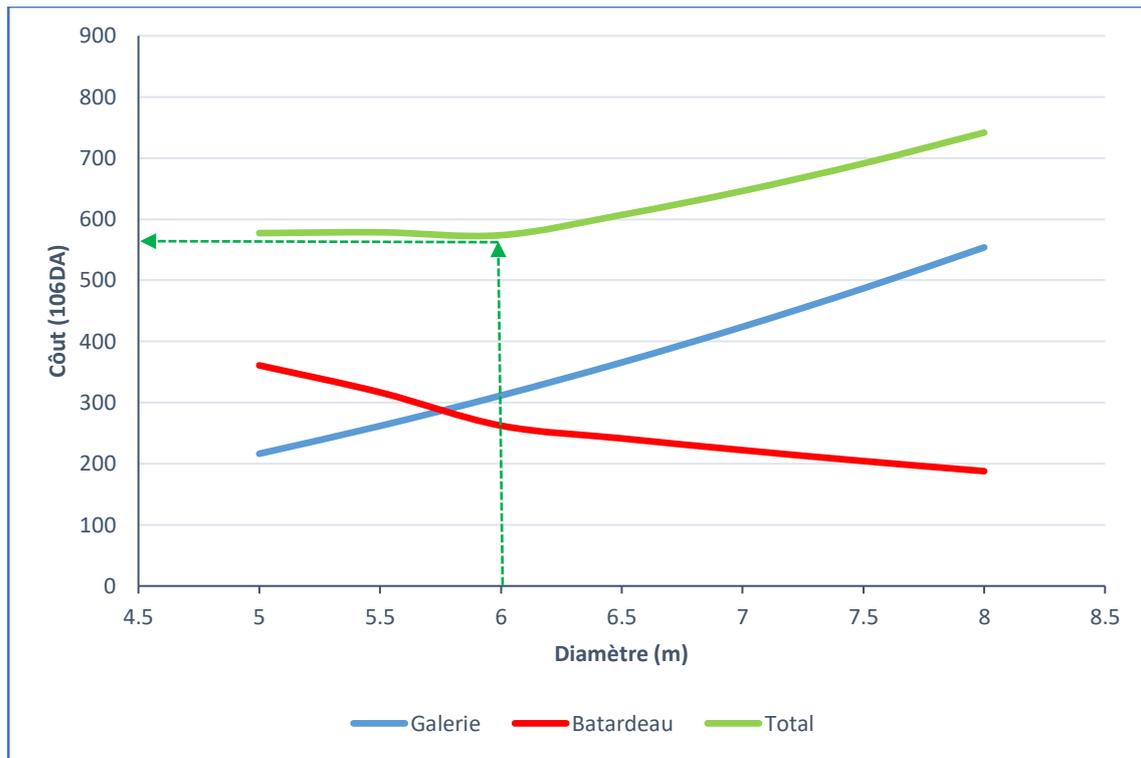


Figure III. 3 : Courbe d’optimisation des coûts (ouvrages de dérivation)

D’après la courbe d’optimisation (Figure III. 2), on conclut que le diamètre optimum est égal à **6 m** ce qui correspond à une hauteur du batardeau égal à **8.18 m**.

III.5 PORTAIL D'ENTREE

La galerie de dérivation est constituée d’un portail d’entrée (déversoir à large seuil), d’un ouvrage intermédiaire et d’un portail de sortie.

Pour une perte de charge supérieure à 0.3D, l’entrée est noyée, au lieu d’un déversoir on aura un orifice noyé. Dans ce cas la ventilation est 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.

a. La hauteur d’eau critique

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \dots\dots\dots(III. 11)$$

$y_c = 4.89 \text{ m}$

- q : débit unitaire ($m^3/s/m$) ; $q = \frac{Q}{l} = \frac{203.32}{6} = 33.89 \text{ m}^3/s$
- g : accélération de pesanteur (m/s^2) ; $g = 9.81 \text{ m/s}^2$

On trouve donc :

- S_{cr} : section critique ; $S_c = y_c \times B = 29.35 \text{ m}^2$
- P_{cr} : périmètre critique ; $P_c = 2y_c + B = 15.78 \text{ m}$
- R_{cr} : rayon hydraulique critique ; $R_c = \frac{S_c}{P_c} = 1.86 \text{ m}$
- C_{cr} : coefficient du CHEZY ; $C = \frac{1}{n} R_c^{\frac{1}{6}}$
- n: coefficient de rugosité ; $n = 0.014 \text{ m}^{-1/3} . s$

b. Pente critique

$$i_{cr} = \frac{Q^2}{C_{cr}^2 \times S_{cr}^2 \times R_{cr}} \dots\dots\dots(III. 12)$$

$$i_{cr} = 0.004 \text{ m/m}$$

On a : $i_{cr} < I$; donc $y_r > y_n$ et $\mathcal{F}r > 1$

c. Hauteur du portail

Le portail d'entrée est un déversoir à large seuil à une section rectangulaire de largeur D. La section est rectangulaire (S_0). Ensuite devienne circulaire (S_{cir}).de cette condition on peut déterminer la hauteur C du portail

$$V_1 = V_2 = Q/S_0 = S/cir \dots\dots\dots(III. 13)$$

$$\text{Donc : } S_0 = (h_0 - C)D = S_{cir} \Rightarrow C = h_0 - S_{cir}/D$$

$$C = 0.51 \text{ m}$$

➤ h_0 ; S_{cir} : tiré du (Tableau III. 8), correspondant au diamètre optimal D.

III.6 DISSIPATEUR D'ENERGIE

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 l'USBRE montrent que le ressaut dépend directement du nombre de Froude et on a :

- $1 \leq \mathcal{F}r \leq 1.7$; Ressaut ondulé
- $1.7 \leq \mathcal{F}r \leq 2.5$; Ressaut faible de petites apparitions en surface
- $2.5 \leq \mathcal{F}r \leq 4.5$; Ressaut oscillant
- $4.5 \leq \mathcal{F}r \leq 9$; Ressaut stable (Stationnaire)
- $\mathcal{F}r \geq 9$; Ressaut fort (Ecoulement très turbulent)

a. La hauteur conjuguée h_1

On a déterminé cette méthode par la méthode indirecte de l'intégration numérique (Tableau 4, Annexe II), tel que la hauteur d'eau à la fin du coursier correspond à celle au début du bassin de dissipation.

b. Nombre de Froude (type du bassin)

$$\mathcal{F}r = \frac{V}{\sqrt{gh}} \dots\dots\dots(III. 14)$$

- Q : débit laminé (Tableau III. 7) (m³/s) ; Q = 203.32 m³/s
- S : section mouillée (m²) ; S = 10.50 m²
- V : vitesse de l'eau à la sortie de la galerie ; V = Q/S = 19.36 m/s
- h : hauteur d'eau conjuguée (h₁) ; h = 1.75 m

$$\mathcal{F}r = 4.7$$

On a : $\mathcal{F}r > 4.5$ et $V > 15$ m/s ⇒ Type USBR III

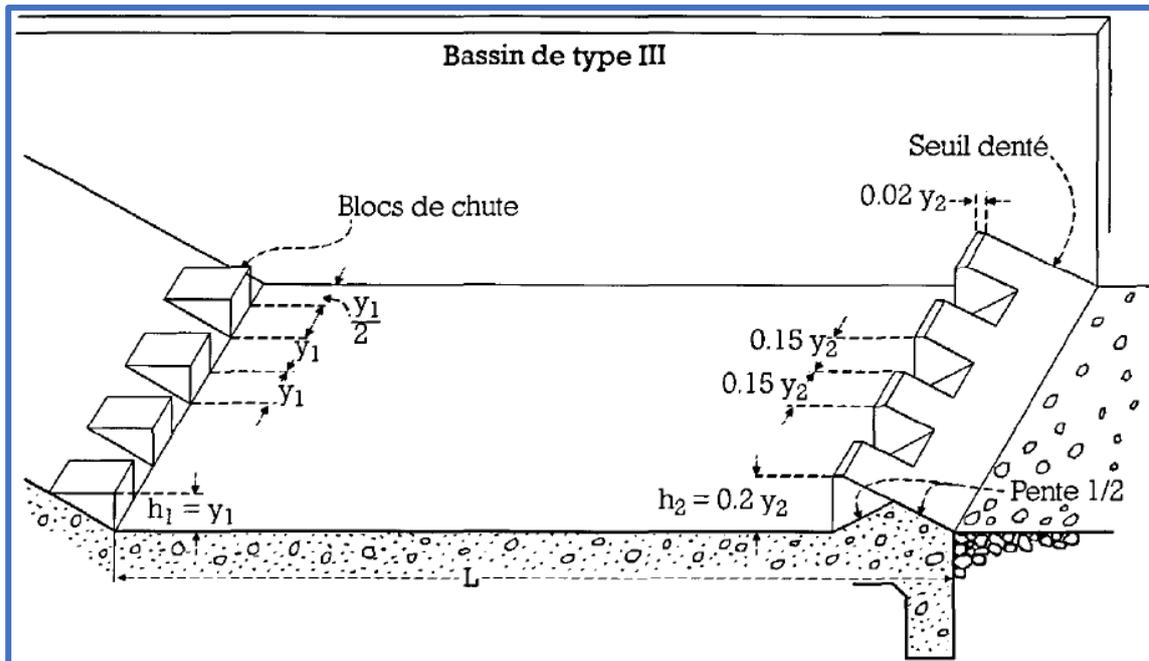


Figure III. 4 : Bassin de dissipation type USBR III

c. Longueur du bassin

En utilise l'abaque du bassin « type USBR III »

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8\mathcal{F}r^2} \right) \dots\dots\dots(III. 15)$$

$$\frac{y_2}{y_1} = 6.63 ; \text{ et : } y_1 = 1.75 \text{ m, donc : } y_2 = 11.60 \text{ m}$$

$$\frac{L}{y_2} = 3.9 ; \text{ et : } y_2 = 9.57 \text{ m, donc :}$$

$$L_{\text{bassin}} = 45.24 \text{ m}$$

d. Blocs de chute

- La hauteur des blocs de chutes : h₁ = y₁ ; donc : **h₁ = 1.75 m**
- Espacement : e₁ = y₁ ; donc : **e₁ = 1.75 m**
- Epaisseur : a₁ = y₁ ; donc : **a₁ = 0.88 m**

e. Seuil denté

- La hauteur des blocs de chutes : h₂ = 0.2y₂ ; donc : **h₂ = 2.32 m**
- Espacement : e₂ = y₂ ; donc : **e₂ = 1.74 m**
- Epaisseur : a₂ = y₂ ; donc : **a₂ = 1.74 m**

III.7 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 et une pente $I = 1,5 \%$

a. Hauteur critique

$$h_c = K \left(1 - \frac{\sigma_c}{3} + 0.105\sigma_c^2 \right) \dots\dots\dots(III.16)$$

Avec : $K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}} = \sqrt[3]{\frac{203.32^2}{9.81 \times 25^2}} = 1.89$

Et : $\sigma_c = \frac{2Km}{b} = \frac{2 \times 1.89 \times 1.5}{25} = 0.23$

$h_c = 1.76 \text{ m}$

b. Pente critique

$$i_{cr} = \frac{Q^2}{C_{cr}^2 \times S_{cr}^2 \times R_{cr}} \dots\dots\dots(III. 17)$$

$i_c = 0.002 \text{ m/m}$

- S_c : section mouillée critique du canal (m^2); $S_c = (b + mh_c)h_c = 48.54 \text{ m}^2$
- P_c : périmètre mouillé critique (m) ; $P_c = b + 2h_c\sqrt{1 + m^2} = 31.33 \text{ m}$
- R_c : rayon hydraulique critique ; $R_c = \frac{S_c}{P_c} = 1.55 \text{ m}$
- m: pente des talus ; $m = 1.5$
- C : coefficient du CHEZY ; $C = \frac{1}{n} R_c^{\frac{1}{6}} = 76.83$
- n: coefficient de rugosité ; $n = 0.014 \text{ m}^{-1/3} \cdot s$
- h_c : hauteur critique ; $h = 1.76 \text{ m}$

c. Profondeur normale

Selon la formule de l’écoulement uniforme nous avons

$$Q = \frac{1}{n} S \times R^{\frac{2}{3}} \times I^{\frac{1}{2}} \dots\dots\dots(III. 18)$$

- S_n : section mouillée critique du canal (m^2); $S_n = (b + mh_n)h_n$
- P_n : périmètre mouillé critique (m) ; $P_n = b + 2h_n\sqrt{1 + m^2}$
- R_n : rayon hydraulique critique ; $R_n = \frac{S_n}{P_n}$
- m: pente des talus ; $m = 1.5$
- C : coefficient du CHEZY ; $C = \frac{1}{n} R_n^{\frac{1}{6}}$
- n: coefficient de rugosité ; $n = 0.014 \text{ m}^{-1/3} \cdot s$
- h_n : hauteur normale

La profondeur normale du canal est calculée à partir des itérations successives et la formule (III. 19) utilisée est celle de Manning-Strickler pour les sections trapézoïdales :

$$\frac{nQ}{I_n^{\frac{1}{2}}} = \frac{[(b+m \times h_n) \times h_n]^{\frac{5}{3}}}{[b+2 \times h_n \sqrt{1+m^2}]^{\frac{2}{3}}} \dots\dots\dots(III. 19)$$

On obtient : $h_n = \left(\frac{n \times Q \times [b+2 \times h_n \sqrt{1+m^2}]^{\frac{2}{3}}}{I_n^{\frac{1}{2}} \times (b+m \times h_n)^{\frac{5}{3}}} \right)^{\frac{3}{5}}$; par itération on trouve :

$h_n = 0.95 \text{ m}$

d. Vitesse de l'écoulement

$$V = Q/S = \frac{203.32}{25.1} = 8.1 \text{ m/s}$$

$V = 8.1 \text{ m/s} \geq V_{adm}$

On prévoit une protection en enrochement à l'aval, dont les dimensions sont résumées dans ce qui suit :

e. Epaisseur de revêtement

$$e_r = 1.05 \left(\frac{q}{V} \right)^{0.833} \dots\dots\dots(III. 20)$$

$e_r = 1.05 \text{ m}$

- q : débit spécifique à l'entrée de la risberme ; q = 8.13 m/s/m
- V: vitesse dans la risberme ; V = 8.1 m/s

f. Diamètre des roches de revêtement

$$D = \left(\frac{V}{0.86 \sqrt{2g \frac{(\gamma_p - \gamma_e)}{\gamma_e}}} \right)^2 \dots\dots\dots(III. 21)$$

$D = 2.86 \text{ t/m}^3$

- V: vitesse dans la risberme ; V = 8.1 m/s
- γ_p : poids spécifique de la pierre à placer ; $\gamma_p = 2.23 \text{ t/m}^3$
- γ_e : poids spécifique de l'eau ; $\gamma_e = 1 \text{ t/m}^3$

III.8 CONSTRUCTION DU BATARDEAU

a. Crête du batardeau

La crête du batardeau aura une largeur de **5 m** ce qui permettra la circulation des engins de terrassement, cette crête sera immergée après la mise en eau du barrage donc il est inutile de mettre une couche de matières synthétiques.

b. Les talus du batardeau

Ils 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 donne en général des pentes qui paraissent optimales, compte tenu de la nature des matériaux et on vérifie par une méthode de stabilité que le batardeau présente une sécurité suffisante avec ces pentes. D'après le tableau qui donne les pentes des talus en fonction de la hauteur et de type de barrage.

- Parement amont $m_1 = 1/2$
- Parement aval $m_1 = 1/1.6$

c. Protection des talus du batardeau

Les talus du batardeau doivent être protégés contre les dangers naturels: l'érosion provoquée par le ruissellement des eaux de pluies, l'action des vents les effets de dégradation résultant de l'action mécanique des eaux extérieures.

- Talus aval : pour le talus aval on ne prévoit aucune protection car le batardeau est incorporé dans la digue.
- Talus amont : l'enrochement en vrac est la solution la plus couramment utilisée pour la protection du talus amont exposé au battillage des vagues. C'est également la solution la plus économique et cela quel que soit le type de digue en remblai.

Les dimensions de l'enrochement peuvent être déterminées théoriquement en fonction de la hauteur des vagues et de leurs vitesses de propagation. 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.

Conclusion

La dérivation provisoire et dimensionnée de telle sorte à avoir la capacité d'absorber la crue de chantier. Elle traverse le bloc central en béton et longe le mur de soutènement de la rive droite, et est constituée de galerie dont le diamètre optimum est égal à **6 m**, ce qui correspondant à une hauteur du batardeau égal à **8.18 m** qu'on estime raisonnable par rapport à la hauteur de notre barrage de **30.87 m**.

Les eaux ainsi dérivées seront restituées à l'oued au travers du bassin d'amortissement et du canal de restitution, alors déjà terminés. Le bassin amortisseur est de type **USBR (III)**.

CHAPITRE IV :
Vidange de fond

CHAPITRE IV :**VIDANGE DE FOND****Introduction**

Durant la période de construction du barrage, il y a nécessité d'évacuer des débits importants de crue de chantier. Pour cela on construit des ouvrages provisoires d'évacuation, appelés ouvrages de dérivation. Ces ouvrages provisoires sont généralement combinés à d'autres ouvrages annexes permanents d'exploitation. Les ouvrages de prise d'eau et de vidange sont souvent regroupés et combinés à d'autres installations.

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 RÔLE 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 40 m/s, de telles vitesses risquent de créer des sous pression dynamique importantes. Par conséquent, des phénomènes indésirables 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.

L'ouvrage de vidange est primordial pour un barrage, il a pour rôle :

- Assurer la vidange totale ou partielle de la retenue en quelques jours en cas d'avarie grave constatée sur les ouvrages (Renards, glissement d'une partie de talus aval) ;
- Vider la tranche morte en fin de saison d'utilisation des eaux stockées pour l'entretien de la retenue (curage éventuel des dépôts solides) ;
- Faire passer les eaux lors de la montée du remblai (évacuation de la crue de chantier).

IV.2 TYPE D'OUVRAGE DE VIDANGE

L'ouvrage de vidange peut être de plusieurs types tels que :

a. Conduite de vidange en charge

L'ouvrage est généralement combiné avec celui de la prise ou de l'évacuateur de crue (tulipe). La conduite de vidange doit être en acier enrobé de béton armé ou une conduite en arme tôle sous le remblai, son diamètre est fonction du débit à évacuer.

b. Conduite de vidange à écoulement libre

Deux types de conduites peuvent être employés pour les réaliser :

- Le tuyau cylindrique de gros diamètre en acier (généralement $\varnothing > 500$ 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 puits dans l'évacuateur de surface (déversoir poids, barrage déversant), comportant un système d'obturation par vanne à glissement ou, plus simplement, par un batardeau. Ce système est rustique il est moins soumis aux aléas d'entretien, tel que blocage de vannes.

IV.3 CHOIX ET RECOMMANDATION DE TYPE DE VIDANGE

L'ouvrage de vidange à batardeau est rejeté de point de vue type de barrage (en remblai), donc on retient 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.

Le type de vidange retenu est donc **la conduite en charge**, elle est plus économique et peut être placée dans la galerie de dérivation sans aucun risque.

a. Recommandation pour les dispositifs constitués de la conduite de vidange

Pour tous les dispositifs de vidange, il faut d'une part une protection amont afin d'éviter tout problème dû au transport solide (crépine surélevée ou dans un puits, ou bien grille et enrochements) et d'autre part un dissipateur d'énergie à l'aval pour éviter des affouillements.

Dès que $H^2\sqrt{V} > 30$, 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)
- Acier (protection continue, intérieure et extérieure, contre la corrosion)
- Béton à âme tôle (diamètre ≥ 600 mm)
- Les conduites en béton armé et en fonte ne sont pas recommandées.

La conduite doit avoir une pente amont aval au moins ≥ 1 % et elle est à mettre en place dans une tranchée exécutée en fondation au point bas de la vallée pour les petits diamètres ($\emptyset \geq 400$ mm) ou dans le terrain en place suffisamment rigide (pied d'un versant en général) pour les plus gros diamètres ($\emptyset \geq 600$ 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 mètre cube 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 centimètres. Il n'est pas utile d'aller au-delà, d'où l'intérêt d'une tranchée à parois verticales qui minimise le volume de béton. Cet enrobage a deux fonctions :

- Améliorer le contact tuyau-terre surtout dans les zones où le compactage est difficile ;
- Eviter d'introduire dans le remblai de l'eau sous pression, si pour une raison quelconque la conduite vient à se percer (cas exclu pour une conduite en béton à âme tôle).

Enfin, une autre précaution consiste à placer du matériau granulaire drainant ou filtrant de part et d'autre de la conduite sur son tiers aval de manière à bloquer un éventuel renard.

Le plus simple est d'utiliser pour cela le tapis drainant ou les bandes drainantes du remblai.

Lorsque $H^2\sqrt{V} > 100$, il est recommandé d'effectuer, avant enrobage un essai d'étanchéité en obturant les deux extrémités de la conduite et en montant la pression jusqu'à deux fois la hauteur d'eau +0.2 MPa maintenue ensuite pendant 8 heures (le point faible se situe aux joints).

b. 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 (IV. 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 ($100 < H^2\sqrt{V} < 700$) 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 ($H^2\sqrt{V} < 1500$) 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 $H^2\sqrt{V}$ (Degoutte, 2002).

$H^2\sqrt{V}$	Type de conduite	Diamètre (mm)	Nombre de positions de vannes
≤ 30	PVC ou acier	160 – 200 300 en acier	Une vanne en aval
30 à 100	Acier	300 – 400	Une vanne de garde amont et une vanne avale
100 à 300	Acier ou béton en âme tôle	400 – 600	
300 à 700		600 – 800	
700 à 1500		800 – 1200	
≥ 1500	Galerie en béton armé (tuyau posé dans la galerie de visite)		Vanne de garde et vanne de réglage en avale

- H_b : hauteur du barrage (m) ; $H = 30.87\text{m}$
- V : volume d'eau stocké en (Mm^3) ; $V = 14.285 \text{ Mm}^3$

$$H^2\sqrt{V} = 3601.75 \geq 1500 \Rightarrow \text{Galerie en béton armé}$$

IV.4 CALCUL HYDRAULIQUE DE LA CONDUITE DE VIDANGE

IV.4.1 Débit de vidange de fond

Le débit de calcul de l'ouvrage de vidange est déterminé en fonction du temps donné de rabattement d'une partie du volume utile de la retenue et aussi de la possibilité d'utilisation de l'ouvrage pour l'évacuation des débits de chantier et sanitaire.

Lors de l'évacuation par vidange de fond, le volume d'eau évacué est composé du volume utile de la retenue et du volume entrant à la retenue durant cette période.

Le débit évacué par la vidange sera

$$Q_{vf} = \frac{V_u}{T} + Q_r \dots\dots\dots(\text{IV. 1})$$

- V_u : volume utile (m^3) ; $V_u = 14.285 \text{ Mm}^3$
- T : temps de vidange ; $T = 10$ jours
- Q_r : débit entrant dans la retenue pendant la vidange, pris égal au débit moyen annuel (m^3/s) ; tel que l'apport moyen annuel $A_0 = 11.95 \text{ Mm}^3 \Rightarrow Q_r = 0.38 \text{ m}^3/\text{s}$

$$Q_{vf} = 16.91 \text{ m}^3/\text{s}$$

IV.4.2 Section de la conduite de vidange de fond et son diamètre

Ce calcul consiste à déterminer la section et le diamètre de la conduite de vidange, en utilisant la formule de **l'écoulement en charge** :

$$Q_{vf} = \mu \times S \times \sqrt{2 \times g \times H} \dots\dots\dots(IV. 2)$$

$$S = \frac{Q_{vf}}{\mu \times \sqrt{2 \times g \times H}} \dots\dots\dots(IV. 3)$$

$$S = 1.04 \text{ m}^2$$

- Q_{vf} : débit de vidange (m^3/s) ; $Q_{vf} = 16.91 \text{ m}^3/\text{s}$
- μ : coefficient de débit ; $\mu = 0.8 \div 0.85$
- g : accélération de pesanteur (m/s^2) ; $g = 9.81 \text{ m}/\text{s}^2$
- H : charge disponible entre le niveau normal de la retenue et le niveau limite de l'emploi de la vidange (m) ; $H = 18.7 \text{ m}$
- S : section de la conduite (m^2)
- D_{vf} : diamètre de la conduite de vidange (m)

$$D_{vf} = \sqrt{\frac{S \times 4}{\pi}} \dots\dots\dots(IV. 4)$$

$D_{vf} = 1150 \text{ mm}$, on prend un diamètre normalisé donc :

$$D_{vf} = 1250 \text{ mm}$$

a. Correction du coefficient de débit

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1 + \sum \xi_s + \sum \xi_l}} \dots\dots\dots(IV. 5)$$

$$\sum \xi_s = \xi_{sor} + 2 \times \xi_{va} + \xi_{ent} + \xi_g \dots\dots\dots(IV. 6)$$

La somme des pertes de charge singulière sont égales à : $\sum \xi_s = 1.95 \text{ m}$, tel que :

- ξ_{va} : coefficients de pertes de charge de la vanne ; $\xi_{va} = 0.1$
- 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 ; $\xi_{ent} = 0.5$
- ξ_g : coefficients de pertes de charge de la grille ; $\xi_g = 0.25$

$$\sum \xi_l = \frac{\lambda \times L}{D} \dots\dots\dots(IV. 7)$$

$$\lambda = \frac{125 \times n^2}{D^{\frac{1}{3}}} \dots\dots\dots(IV. 8)$$

La somme des pertes de charges linéaire sont égales à : $\sum \xi_l = \frac{1.15 \times \lambda \times L}{D} = 0.81 \text{ m}$:

- λ : coefficient de perte de charge calculé ; $\lambda = 0.0227$
- D : diamètre de la conduite (m) ; $D = 1.25 \text{ m}$
- L : longueur de la conduite de vidange (m) ; $L = 38.9 \text{ m}$
- n : coefficient de rugosité de Manning (béton) ; $n = 0.014 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$

$$\mu = 0.52$$

b. Le nouveau diamètre

En remplaçant avec la valeur de $\mu = 0.52$ dans l'équation (IV. 3) on aura une section égale à **1.71 m^2** d'où un diamètre de **1.4772 m** . On choisit donc un diamètre normalisé de :

$$D_{vf} = 1500 \text{ mm} \text{ et } S = 1.77 \text{ m}^2$$

c. La vitesse de sortie

L'ouvrage de vidange sera édifié en tête de la galerie de la dérivation. La conduite étant en béton armé. Le débit évacué par cette galerie aura une vitesse de sortie des vannes de :

$$V_s = Q_{vf}/S \dots\dots\dots(IV. 9)$$

$$V_s = 9.58 \text{ m/s}$$

- Q_{vf} : débit de vidange (m^3/s) ; $Q_{vf} = 16.91 \text{ m}^3/s$
- S : section de la conduite (m^2) ; $S = 1.77 \text{ m}^2$

IV.4.3 Temps réel de la vidange du barrage

Le temps réel de la vidange du barrage, entre le NNR et NVM, est déterminé par l'expression suivante:

$$T_v = V/Q \dots\dots\dots(IV. 10)$$

- T_v : temps de vidange (jours)
- V : volume d'eau dans la cuvette à évacuer (m^3)
- Q : débits évacué (m^3/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:

$$Q = \mu \times W(2 \times g \times Z)^{1/2} \dots\dots\dots(IV. 11)$$

- μ : coefficient de débit (calculé) ; $\mu = 0.39$
- S : section de la conduite (m^2) ; $S = 1.77 \text{ m}^2$
- Z : pertes de charge totales, égales à la différence des niveaux d'eau (m) ;
 $Z = \text{Côte moyenne} - C_{fond} = (\text{Côte moyenne} - 775) \text{ m}$
- V_i : volume de la retenue tiré à partir de la courbe caractéristique de la cuvette « capacité-hauteur » ; $V = V_i - V_{i-1}$

Le calcul est résumé dans le tableau suivant :

Tableau IV. 2 : Calcul du temps de la vidange.

	Côte du niveau d'eau (m)	Côte moyenne (m)	Z (m)	Q (m^3/s)	V_i (Mm^3)	V (Mm^3)	T_v (s)
NNR	793.7				23.80		
-	793	793.35	18.35	16.95	21.5	2.30	135725.113
-	792	792.5	17.5	16.55	18.6	2.90	175238.442
-	791	791.5	16.5	16.07	16.3	2.30	143131.846
-	790	790.5	15.5	15.57	14	2.30	147676.842
-	789	789.5	14.5	15.06	11.5	2.50	165961.1428
-	788	788.5	13.5	14.54	9.5	2.00	137598.4433
NVM	788.16	789.08	13.8	14.70	9.7	4.30	292603.369
Temps de vidange total:							1083272.29

Le temps de vidange est donc égal à:

$$T_V = 12 \text{ jours, 7 heures et 41 minutes}$$

En appliquant la formule (IV. 10), le nouveau débit de vidange est donc égal à :

$$Q_{vf} = 15.14 \text{ m}^3/\text{s}$$

IV.4.4 Vitesse d'abaissement dans la retenue

La vitesse d'abaissement est donnée par la formule suivante :

$$v = H/T_V \dots\dots\dots(\text{IV. 12})$$

$$v = 1.11 \text{ m/j}$$

- H : est la hauteur d'eau entre NNR et NVM ; H = 13.9 m
- T_V : et le temps de vidange ; $T_V = 12.54$ jours

Conclusion

Vidange de fond est dimensionnée pour vider la retenue en **12 jours** et quelques heures abaissement du plan d'eau de 793.7 à 779.8 mNGA. Elle est formée d'une conduite en béton de diamètre **1500 mm** traversant le bloc central en béton de l'évacuateur des crues. Elle servira également à purger de temps en temps les sédiments qui s'accumuleront au pied des prises et la vidange de fond afin d'augmenter la pérennité de ces organes (envasement).

La conduite de la vidange longe également le mur bajoyer aval gauche et débouche dans le bassin amortisseur de l'évacuateur de crue avec un angle de 45°. Elle est équipée d'une vanne-robinet et d'un batardeau extérieur. L'axe de l'entrée se situe au niveau de la sortie est dicté par le bassin amortisseur. Les vannes seront commandées par un moteur électrique.

La vidange de fond est principalement constituée par un pertuis blindé, équipé à l'aval d'une vanne secteur de réglage et d'une vanne de garde sous carter manœuvrée depuis la plate-forme aval. Le portique d'entrée de la vidange de fond sera équipé d'une grille pour la vanne de service. Un batardeau amont équipé de deux clapets de mise en charge complète le dispositif de fermeture de la vidange de fond. L'accès à la chambre des vannes se fera par une passerelle à partir de la crête du barrage.

CHAPITRE V :

Prise d'eau

CHAPITRE V :**PRISE D'EAU****Introduction**

Comme élément intégrant dans l'aménagement hydraulique, les prises d'eau occupent une place de grande importance, il dépend de sa correcte conception et d'exploitation, à savoir, l'utilisation de l'eau retenue avec la garantie et les paramètres d'exploitation.

Les ouvrages de prise dans des barrages, des réservoirs, des bassins de compensation, ou des canaux qui captent l'eau sous charge doivent être conçus de manière à provoquer le minimum de perturbations dans la conduite d'amener à l'aval. On distingue généralement les prises d'eau à grande profondeur et des prises à faible profondeur. Les prises sur des cours d'eau à lit mobile qui captent l'eau à surface libre sont exclus.

Les prises à grande profondeur sont typiquement disposées dans des réservoirs d'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 :

- Ecoulement sans apparition de cavitation ;
- Perte de charge minimale ;
- Absence de formation de zones de séparation qui pourraient conduire à des vibrations.

Il s'agit donc de trouver une 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 pour une telle prise sont :

- 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 DE PRISE D'EAU

V.1.1 Ouvrage de prise à but agricole

Elle 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. La prise d'eau à but agricole, doit être implantée en raison de la côte des terres irrigables et dimensionnée en fonction des caractéristiques de l'aménagement aval. Elle doit donc être caler de manière à ce que l'on dispose d'une charge suffisante, qui permet de conduire l'eau jusqu'à l'extrémité du périmètre en fonctionnement normale. Il existe deux types principaux d'ouvrage de prise :

a. Le siphon

Le siphon est composé d'une conduite qui suit le profil supérieur du barrage, d'un clapet et d'un jeu de vannes qui commande son fonctionnement. On peut en particulier en équiper des barrages anciens dépourvus initialement d'ouvrage de prise, pas besoin alors d'entailler le remblai.

Le siphon 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. Son installation ne présente pas de difficulté et il n'induit pas, contrairement à la conduite enterrée, de risque d'infiltration privilégiés. En outre si le périmètre irrigué vient à être étendu, on peut suivre la progression des besoins en eau correspondante par simple ajout de siphons.

Le siphon est donc un système simple et souple d'utilisation, mais qui peut présenter l'inconvénient de se désamorcer fréquemment (notamment par une mauvaise fermeture du clapet amont). A noter également que la hauteur d'aspersion est limitée à 7 ou 8 m au maximum. Les prises par siphon seront donc obligatoirement réservées à des petits barrages.

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 elle est installée en tranchée, il faudra bien étendu prévoir là aussi des écrans anti renard, un enrobage de béton.

La conduite est alimentée à partir de la retenue par une tour de prise ou un puisard selon l'emplacement de la vanne, 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 les barrages destinés à l'alimentation en eau potable des populations, l'ouvrage de prise permettra 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. Il est donc conseillé d'employer des prises flottantes ou multiples.

Dans la prise d'eau flottante, les fonctions de prise et de vidange sont séparées, et le prélèvement d'eau s'effectue à une profondeur constante. L'inconvénient de celle-ci est son coût et son besoin en mécanismes relativement importants.

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 désaccords entre les éleveurs et les agriculteurs, ces derniers ont souvent des relations conflictuelles. Quoi qu'il en 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.1.4 Emplacements possibles de la prise d'eau

L'axe d'une prise d'eau peut être orienté verticalement ou horizontalement (ou légèrement incliné) par rapport au plan d'eau du barrage. La prise horizontale ou faiblement inclinée est la règle pour les applications dans le cadre des aménagements hydrauliques. En général, pour des raisons de sécurité, les prises d'eau sont équipées d'organes de fermeture. La position de la commande de ces vannes peut être souterraine ou à la surface.

On distingue deux types principaux d'ouvrage de prises selon l'emplacement :

c. Les prises situées au rives

La solution avec un puit mouillé est uniquement choisie pour les prises d'eau à profondeur modéré. Pour des profondeurs supérieures, entre 30 et 50m, la construction d'une chambre de vannes est plus économique qu'un bâtiment de commande et un puit mouillé

d. Les prises indépendantes

Dans ce cas la prise est indépendante du corps du barrage (située loin des rives), elle est en générale combinée avec une tour appelée tour de prise verticale ou inclinée. La commande pour les vannes se trouve au sommet de la tour. L'organe de service est souvent une vanne cylindrique. La vanne de service est cylindrique. En outre il y a une vanne de garde en forme de demi-sphère ce qui est une solution particulière et rare.

V.2 CHOIX DE TYPE DE 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 à prélevé ;
- L'intensité du débit à prélevé ;
- La recherche du dispositif le plus économique ;
- Un dispositif qui représente le maximum de garanti de fonctionnement.

Ces critères nous ont conduit à une solution simple et facile à réaliser, on a donc opté pour une conduite en acier posée dans les parois de la galerie de dérivation. La tour de prise d'eau sera indépendante et verticale étant la variante la plus économique et adéquate au site.

a. Qualité des eaux prélevées

En générale, pour avoir une eau de qualité, la prise d'eau doit être aussi proche que possible de la surface de l'eau pour obtenir une eau décantée et oxygénée.

L'analyse chimique des deux prélèvements de l'oued Meskiana montre une eau très chargée en minéraux, mais peu ou pas polluée. Pour devenir consommables, les eaux de l'aménagement demanderont, un traitement important pour satisfaire les normes de distribution de l'OMS.

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. Cette conduit est en acier.

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 (Tableau II. 35), le volume maximum demandé est observé au mois de **Juillet**, estimé à :

$$V_{\max} = 4.83 \text{ Mm}^3$$

V.3.1 Calcul du débit maximum

Le débit maximum est exprimé pas la formule :

$$Q_{\max} = \frac{V_{\max}}{T} \dots\dots\dots(V. 1)$$

$$Q_{\max} = 3.73 \text{ m}^3/\text{s}$$

- V_{\max} : volume maximum demandé (m^3)
- T : temps de prise ; T = 31 jours à raison de 14 heures par jour

V.3.2 Section de la conduite de prise d'eau et son diamètre

Ce calcul consiste à déterminer la section et le diamètre de la conduite de la prise, en utilisant la formule de **l'écoulement en charge** :

$$Q_{\max} = \mu \times S \times \sqrt{2 \times g \times H} \dots\dots\dots(V. 2)$$

$$S = \frac{Q_{\max}}{\mu \times \sqrt{2 \times g \times H}} \dots\dots\dots(V. 3)$$

$$S = 0.85 \text{ m}^2$$

- Q_{vf} : débit de vidange (m^3/s) ; $Q = 3.73 \text{ m}^3/\text{s}$
- μ : coefficient de débit ; $\mu = 0.3$
- g : accélération de pesanteur (m/s^2) ; $g = 9.81 \text{ m}/\text{s}^2$
- H : charge disponible entre le niveau de la prise d'eau le plus bas et l'aval (m) ;
 $H = 786 - 775 = 11 \text{ m}$
- S : section de la conduite (m^2)
- D_{pe} : diamètre de la prise d'eau (m)

$$D_{pe} = \sqrt{\frac{S \times 4}{\pi}} \dots\dots\dots(V. 4)$$

$$D_{pe} = 1040 \text{ mm}$$

a. Correction du coefficient de débit

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1 + \sum \xi_s + \sum \xi_l}} \dots\dots\dots(V. 5)$$

$$\sum \xi_l = \frac{\lambda \times L}{D} \dots\dots\dots(V. 6)$$

$$\lambda = \frac{125 \times n^2}{D^{\frac{1}{3}}} \dots\dots\dots(V. 7)$$

La somme des pertes de charges linéaire sont égales à : $\sum \xi_l = 11.66 \text{ m}$

- λ : coefficient de perte de charge calculé ; $\lambda = 0.0242$
- D : diamètre de la conduite (m) ; $D = 1.04 \text{ m}$
- L : longueur de la conduite de vidange (m) ; $L = 500 \text{ m}$
- n : coefficient de rugosité de Manning (acier) ; $n = 0.014 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$

Généralement les pertes de charge singulière sont estimées à 15% des pertes de charge linéaires. égales à : $\sum \xi_s = 1.75 \text{ m}$

$$\mu = 0.26$$

b. Le nouveau diamètre

En remplaçant avec la valeur de $\mu = 0.23$ dans l'équation (V. 3) on aura une section égale à **0.96 m²** d'où un diamètre de **1.11 m**. On choisit donc un diamètre normalisé de :

$$D_{pe} = 1200 \text{ mm} \text{ et } S = 0.96 \text{ m}^2$$

V.3.3 Vitesse de l'eau dans la conduite

La vitesse de l'eau dans la conduite est calculée par la relation suivante :

$$v = Q_{\max}/S \dots\dots\dots(V. 8)$$

$$v = 3.87 \text{ m/s}$$

- Q_{vf} : débit de vidange (m^3/s) ; $Q = 3.73 \text{ m}^3/\text{s}$
- S : section de la conduite (m^2) ; $S = 0.96 \text{ m}^2$

Conclusion

Notre barrage doit contenir un ouvrage de prise qui présente le maximum de garantie du point de vue fonctionnement tout en assurant le prélèvement d'eau à plusieurs niveaux suivant la demande à l'aval.

L'ouvrage de prise d'eau étagée, est constitué d'une tour de prise verticale aménagée sur le parement amont du barrage, en rive gauche, et équipée de trois prises étagées aux cotes 786, 788 et 790 mNGA.

Les eaux destinées à l'irrigation des surfaces agricoles seront alimentées à partir d'une vidange utilisée pour les lâchures agricoles.

On a donc une prise d'eau indépendante et verticale, à 3 niveaux fixée à une tour. Elle est constituée d'une conduite en acier de **1200 mm** de diamètre pour un débit d'eau de **3.73 m^3/s** permettant de fournir durant les mois de juillet les volumes nécessaires (à raison d'environ 14 heures de fourniture par jour). La conduite en acier installée, traverse le bloc central en béton.

CHAPITRE VI :
Organisation de chantier

CHAPITRE VI :**ORGANISATION DE CHANTIER****Introduction**

Un chantier est défini par une installation permanente dans un lieu généralement ouvert et fermé au public, il dure le temps de la construction de l'ouvrage.

L'organisation d'un chantier consiste à prévoir toutes les ressources nécessaires en moyens humain, matériel et matériaux, en imposant un rythme de travail pour une bonne utilisation de ces moyens dans le but de chercher : la rapidité, la qualité et l'économie. Pour cela il faut :

- Comprendre afin de prévoir, d'organiser, de préparer avant d'agir ;
- Bien exécuter, ordonner et coordonner le programme d'action des travaux;
- Contrôler pour savoir si nos prévisions étaient valables et que nous pouvons les exécuter pour les prochains chantiers.

L'étude relative à l'organisation d'un chantier, quelle que soit son importance est une technique utile et bien précise tendant à assurer l'exécution des travaux dans les meilleurs délais avec le moindre coût.

Donc en vue de la bonne organisation d'un travail, on cherche à le rendre plus économique, de bonne qualité et les délais les plus brefs possibles.

VI.1 TRAVAUX DE REPARATIONS ET INSTALLATION DU CHANTIER

Pour avoir une installation convenable du chantier, on doit se disposer d'un terrain vaste et spacieux pour ménager les différentes aires de stockages de matériaux, des pistes de circulation d'engins, les locaux, les postes fixes de travail. On distingue les installations suivantes dans un chantier.

VI.1.1 Installations destinées aux personnels

Dans tout chantier de génie civil on trouve généralement les mêmes installations destinées aux personnels : les dortoirs, les réfectoires, les vestiaires, les sanitaires, infirmerie et les bureaux en nombre suffisant.

La base vie doit au minimum être raccordée en : eau potable, assainissement, électricité, et téléphonie.

Les circulations piétonnes doivent être matérialisées, celle-ci doivent permettre durant toute la phase de construction les circulations suivantes :

- Base de vie – zone de travail ;
- Base de vie – lieux de stationnement des véhicules de personnels ;
- Zone de travail – centrale à béton ;
- Zone de travail – lieux de stockage de matériaux ;
- Et l'ensemble de cheminements qui seront réalisées par les ouvriers.

VI.1.2 Installations destinées au stockage des matériaux

Les aires de stockage doivent figurer sur le plan d'installation de chantier en précisant le type de matériel/matériau qui y sera stocké, la surface disponible et les mesures prises pour protéger l'environnement (géotextile, surface bétonnée, ...etc.)

Le matériau de construction doit être stocké et protégé des facteurs climatiques et des intempéries. Pour les ciments nous utilisons soit des silos métalliques, soit des baraquements en bois ou en métal, les agrégats stockés peuvent être en plein air, on doit cependant prévoir un croisement entre les différents types existants pour éviter leur mélange et faciliter le dosage du béton. Les aciers sont stockés des baraquements ou des hangars.

VI.1.3 Installations destinées à la réparation des engins

En général, les grosses réparations ne se font pas sur le chantier lui-même, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment bien équipé pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

VI.1.4 Installations destinées pour la préfabrication

Cette installation 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.2 MOYENS DES TRAVAUX DE CHANTIER

VI.2.1 Moyens humains

Concernant les moyens humains (en personnels), l'entreprise devra indiquer une personne responsable du chantier et son intérimaire, avec précision des titres et compétences et spécifier leurs rôles et leurs tâches, cela est applicable aussi pour toute personne intervenant dans le chantier.

On trouve le personnel compétent pour la réalisation des études préalables tel que les géotechniciens, hydrologues, topographe, ingénieur béton armé, dessinateur, ...etc.

En ce qui concerne le personnel d'exécution proprement dite, on doit aussi 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. On trouve par exemple le conducteur des travaux, contre maitre, chauffeurs pour les engins et camions, ouvriers, ferrailleurs, soudeurs, coffreurs, ...etc.

VI.2.2 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 matériels l'entrepreneur doit mentionner la marque, le type, puissance, rendement et nombre d'engins affectés au chantier ainsi que leur mode d'intervention suivant le phasage des travaux.

a. Matériels de terrassement

Le matériel de terrassement comprend les engins de terrassement pour la réalisation des fouilles d'assise du barrage, l'extraction, et le transport de matériaux de construction, le bétonnage et la finition.

Généralement on fait appel aux engins suivant : bulldozer, chargeur, camion benne, pelle hydraulique, décapeuse, camion-citerne, grue à portique, camion malaxeur et autre si nécessaire.

b. Matériel de compactage

Le compactage des remblais est une tâche très importante du moment que cette opération est liée de façon directe à l'étanchéité de l'ouvrage. Pour cela, on fait appel aux engins suivants:

- Les compacteurs à pneus : Ils conviennent pour le compactage de tout type de sol ;
- Les compacteurs à rouleaux vibrant : Ils sont utilisés pour le compactage des matériaux à angle de frottement élevé, tels les enrochements ou les sables à granulométrie serrée.
- Les compacteurs à pied dameurs (à pied de mouton) : Ils conviennent pour le compactage des sols fins.

c. Matériel de bétonnage

On utilise le plus souvent des bétonnières pour la fabrication du béton nécessaire pour la construction des ouvrages en béton tel que l'ensemble de l'évacuateur, la galerie de dérivation, les murs bajoyers, la prise d'eau et autres.

Le matériel lié au bétonnage doit également comprendre les dispositifs de coffrage et les engins nécessaires à la vibration du béton (aiguille vibrante) ainsi qu'à son nettoyage (jet d'eau sous-pression) et à son repiquage (perforateur), en vue du traitement des reprises de bétonnage.

d. Matériel spécifique

Ce sont les matériels non-somatiquement mis en œuvre sur les chantiers et dépendant à un problème technique particulier.

VI.3 CONSTITUANTS DU BARRAGE CENTRAL

a. Description

L'ouvrage de fermeture central est constitué d'un barrage en Béton Compacté au Rouleau (BCR), et a une hauteur maximale sur fondation de 40,5 m, une longueur en crête de 500 m, pour un volume total de BCR l'ordre de 370 000 m³.

Le barrage en BCR est composé des parties principales suivantes (de la rive gauche vers la rive droite) :

- Un plot non déversant renfermant les ouvrages de prise d'eau ;
- Une partie déversante centrale équipée d'un déversoir à seuil libre de type Creager ;
- Un plot non déversant correspondant aux pertuis de dérivation provisoire, dont un est équipé en vidange de fond en phase définitive et l'autre en accès à la galerie de pied amont.

Les ouvrages en BCR sont fondés sur le rocher sain, constitué principalement par des calcaires et marnes en fond de vallée et par des bancs calcaires en rives. L'ensemble des matériaux alluvionnaires est retiré dans l'emprise du barrage.

Le niveau minimal des fouilles en fond de vallée est à la cote 761,55 mNGA. La profondeur des excavations du barrage principal en BCR est comprise entre 5 et 15 m. En fond de fouille, on prévoit la réalisation d'une couche de béton de propreté de 30 cm d'épaisseur sur pointe.

b. Le BCR

Le BCR est d'abord un béton puisqu'il est constitué d'agrégats, de liant, d'eau et éventuellement d'adjuvants. Il est préparé dans une centrale qui doit être, dans le cas du barrage de Chebabta, totalement automatique et à haut rendement, compte tenu du volume total à mettre en œuvre dans le délai prévu.

Les constituants et les dosages prévus sont les suivants :

- Les agrégats proviendront en principe de la carrière identifiée (Mesloula). Les spécifications exigent la confection de trois classes granulaires (sable 0/5, gravette 5/25 et cailloux 25/63) pour une meilleure maîtrise du squelette du BCR en vue d'une homogénéité proche de celle d'un béton conventionnel vibré (BCV) de masse. Du fait de la nature de la roche, il est possible que le sable ainsi obtenu présente un défaut de fines (inférieures à 0.08mm).
- Les cendres pouzzolaniques : si nécessaire, des cendres pourront être ajoutées au mélange pour améliorer à la fois la maniabilité et la résistance du BCR. Sur la base de l'expérience acquise sur les précédents ouvrages en BCR, des teneurs en cendres de l'ordre de 40 kg/m³ de cendres pourront être envisagées.
- En l'absence de potentiel alcali-réactif des agrégats, le liant pourra être un ciment classique du type Portland. Le BCR devra avoir une résistance à la compression de 8MPa (Coefficient de sécurité de l'ordre de 3), ce qui nécessitera un dosage de l'ordre de 80 kg/m³.
- L'eau et les adjuvants éventuels seront dosés automatiquement au niveau de la centrale. Il sera en particulier exigé de l'entrepreneur d'équiper la centrale d'une sonde de mesure continue de l'humidité des sables et fillers pour un ajustement automatique du dosage en eau. L'emploi d'un retardateur de prise ou d'un réducteur d'eau dans le BCR ne sera envisagé que dans le cas d'une nécessité d'une mise en œuvre par temps chaud, mais il faudra adopter des dosages nettement supérieurs à ceux pratiqués pour les bétons conventionnels.

De la centrale au barrage, le BCR pourra être acheminé par tapis puis repris par camion ou par tapis jusqu'à sa destination finale. Des dispositions particulières seront naturellement prises pour combattre la ségrégation, notamment l'emploi de goulottes télescopiques à la

sortie des tapis, dont le point de livraison sur la levée pourra être déplacé d'un minimum de 40m.

Le corps du barrage est classiquement réalisé par la mise en place de couches successives de 30 cm d'épaisseur, compactées aux rouleaux vibrants lourds. Cette méthode, analogue à celle des remblais, permet des cadences de mise en place importantes.

Le BCR sera régalez avec des bouteurs type D4 ou D5 et compacté aux rouleaux vibrants lourds, à une bille ou à double bille.

La formulation du BCR sera arrêtée sur la base d'essais d'étude, mais surtout d'essais de convenance comportant notamment la réalisation d'un massif expérimental consommant plus de 1000m³ de matériaux. On étudiera en particuliers :

- Le mode de réalisation des parements amont et aval, en intégrant la méthode du BCR enrichi en coulis (exclue pour le coursier de l'évacuateur) ;
- La liaison entre les couches et les divers traitements envisagés ;
- La qualité des BCR testés et de la liaison BCR-BCV.

Pour que les résultats correspondants puissent être disponibles à temps (essais sur carottes notamment), le massif expérimental doit être achevé au moins deux mois avant la date prévue pour le démarrage du BCR définitif.

VI.4 PROGRAMME DES TRAVAUX

Dans son planning détaillé, l'Entreprise devra tenir compte des interférences des travaux de terrassements avec les autres travaux, pour établir ses cadences d'avancement. De même, elle devra prendre en compte les conditions climatiques pour assurer un rythme réel de mise en place des remblais permettant de garantir ses cadences moyennes mensuelles.

Les travaux de construction peuvent être devisés en 3 phase comme suit :

VI.4.1 Phase n°1 : de janvier de l'année 1 à fin mai de l'année 2 (17 mois)

Ces 17 mois englobent les délais de mobilisation de l'Entrepreneur ainsi que les travaux préliminaires à la dérivation de l'oued par les pertuis provisoires en rive droite. Durant cette étape, l'oued Meskiana transite dans son lit naturel. Les travaux se concentrent en rive droite pour réaliser, à l'abri d'un batardeau provisoire, les deux pertuis de dérivation et les divers murs associés.

Les travaux à réaliser durant cette période sont donc les suivants :

- La réalisation d'une digue de protection dont la crête est calée à la cote 775 mNGA. Cette digue est à construire parallèlement au sens d'écoulement, de manière à isoler la rive droite du lit principal de l'oued ;
- La réalisation des 2 pertuis de dérivation provisoire en rive droite ;
- Des batardeaux amont et aval, dont les crêtes sont respectivement calées à la cote 781 mNGA et 775 mNGA permettront d'isoler la zone de travaux du BCR de la phase n°2.

A l'issue de cette première phase, les bétons des pertuis de dérivation provisoire doivent impérativement être achevés, afin de pouvoir procéder au basculement de l'oued.

Durant cette période, les travaux de décapage généralisé des alluvions en fond d'oued pourront être réalisés. Les travaux de fouille des murs bajoyers et des ailes en remblais pourront également démarrer, selon les capacités et les moyens de l'Entrepreneur.

Il peut être également envisagé de mettre en service la centrale BCR au plus tôt, pour débiter la construction du barrage BCR après l'achèvement des fouilles.

Compte-tenu des volumes considérables des ailes en remblais, l'entrepreneur devra démarrer au plus tôt les travaux de mise en place des remblais de la digue

A noter qu'un batardeau sera également construit à l'amont immédiat de l'aile en remblais rive gauche, pour protéger cette zone de travaux. La crête de ce batardeau sera calée à la cote 782 mNGA, soit un mètre de plus que le batardeau amont protégeant le chantier du BCR. En cas de survenue d'une crue de période de retour supérieure à la crue de chantier, ce choix de conception permet de privilégier une surverse des ouvrages en béton, plutôt de l'ouvrage en remblais qui n'y résisterait pas.

VI.4.2 Phase n°2 : de juin de l'année 2 à novembre de l'année 4 (30 mois)

Durant cette seconde phase, les débits de l'oued sont dérivés dans les deux pertuis provisoires situés en rive droite. En fond de vallée, les travaux de construction du barrage seront protégés contre la crue de chantier, d'occurrence vingtennale.

Durant la montée des remblais du batardeau, l'Entreprise pourra réaliser les fouilles sous l'emprise du barrage en fond de vallée, suivies des travaux de consolidation. Après achèvement des excavations et des travaux de traitement de la fondation dans le lit de l'oued, elle pourra démarrer la mise en œuvre du BCR dans le corps du barrage.

Durant cette période, l'Entrepreneur doit réaliser les tâches suivantes :

- Mise en place des Bétons Compactés au Rouleau du barrage principal et des murs de soutènement.
- Bétonnage de l'évacuateur de crue ;
- Exécution de la tour de prise amont ;
- Poursuite des travaux sur les ailes en remblais ;
- Exécution des voiles d'injection et de drainage en fondation ;

À la fin de cette seconde phase, un des pertuis de dérivation provisoire sera équipé en vidange de fond, la dérivation de l'oued se faisant pendant la durée de ces travaux par l'intermédiaire de l'autre pertuis. Lorsque la vidange sera opérationnelle, le pertuis restant sera partiellement obturé par du béton de remplissage et aménagé en galerie d'accès à la galerie de pied amont. Durant cette dernière phase, les débits de l'oued transiteront par le pertuis de vidange de fond.

Lorsque l'ensemble de ces travaux est réalisé, il est possible de fermer la vidange de fond et d'initier le remplissage de la retenue.

VI.4.3 Phase n°3 : de décembre à mai de l'année 5 (6 mois)

Au cours de cette dernière étape, l'Entrepreneur procède aux travaux de finitions sur les divers ouvrages (crête du barrage, ragréages éventuels de bétons, plate-forme et accès) et à la remise en état générale des lieux.

Si les conditions de remplissage le permettent, les essais en charge du matériel hydromécanique pourront être effectués.

La durée totale des travaux est donc de **53 mois** à compter de la date de réception de l'Ordre de Service de débiter les travaux.

VI.5 PLANIFICATION

Le rôle de la planification est de permettre de chercher la meilleure façon d'exploitation des moyens humains et matériels en assurant une succession correcte des travaux dans les délais programmés avec le moindre coût possible. C'est une méthode consiste en :

- Installation des postes de travail ;
- Observations instantanées ;
- Analyse des tâches ;
- Chronométrage ;
- Définition des objectifs et des attributions ;
- Simplification des méthodes ;
- Stabilisation des postes de travail.

VI.5.1 Attribution des durées de chaque opération

Pour attribuer le temps à une opération, il faut tenir compte du nombre de ressources humaines et matériels disponibles face à la dimension et la grandeur de projet, en appliquant la formule suivante :

$$T = \frac{Q \times N}{n} \dots\dots\dots(VII. 1)$$

- T : temps de travail.
- Q : quantité de travail
- N : rendement
- n : nombre d'équipes

VI.5.2 Symboles des différentes opérations

Les différentes opérations et leurs symboles sont représentés dans le tableau ci-après :

Tableau VI. 1 : Symboles des opérations.

Désignation des travaux		Opération	t (mois)
Phase n°1	Mobilisation de l'entreprise	A	3
	Constriction de la digue de protection (775 mNGA)	B	5
	Dérivation provisoire (Fouille)	C	9
	Mise en service dérivation provisoire	-	-
Phase n°2	Batardeau amont (781 mNGA) et aval (775 mNGA) (fouille et remblais)	D	5
	Plot central BCR (fouille)	E	17
	Construction ouvrages (BCR ;Tours de prise ;Vidange de fond)	F	19
	Equipements vidange	G	3
	Travaux d'injection (contact et voile profond) et de drainage	H	18
	Murs de soutènement (fouille et BCR)	I	9
	Ailes en remblai (fouille et remblais)	J	27
Phase n°3	Travaux de finition des ouvrages	K	4
	Fermeture de la vidange – remplissage	-	-
	Remise en état des lieux	L	2
	Fin des travaux	-	-

On distingue deux techniques de planification :

a. Plan de travail au plus tôt

Pour ce cas les opérations commencent en leur date au plus tôt. L'entreprise opte pour ce planning lorsqu'elle est bien fournie de moyens et travaille sur plusieurs chantiers.

b. Plan de travail au plus tard

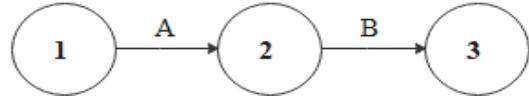
Toutes les opérations commencent au plus tard, les tâches ne sont pas retardées. L'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est limitée de moyens.

VI.5.2.1 Méthode basée sur le réseau

Le réseau est la représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer les relations entre les différentes opérations (ordre d'exécution) pour atteindre l'objectif de la planification selon deux réseaux :

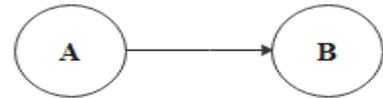
a. Réseau à flèches

L'opération est représentée par une flèche et la liaison entre deux opérations par un nœud.



b. Réseau à nœud

L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches.



La méthode basée sur le réseau est aussi appelé méthode de chemin critique (C.P.M), elle consiste à faire un calcul allé et retour en utilisant les paramètres de la grille suivante :

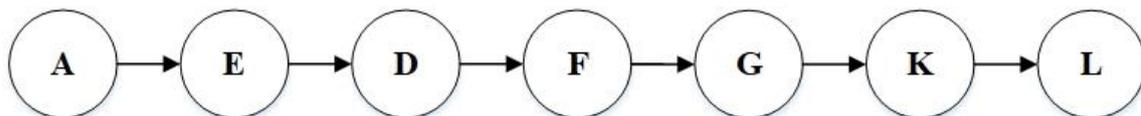
DCP	Tr
DFP DFP = DCP + Tr	DCPP DCPP _i = DFPP _i - Tr
DFPP DFP _i = DCP _{i+1}	MT

- DCP : date de commencement au plus tôt
- Tr : temps de réalisation de l'opération
- DFP : date de finition au plus tôt
- DCPP : date de commencement au plus tard
- DFPP : date de finition au plus tard
- MT : Marge totale

Le chemin critique (C.C) est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTP) reliant les opérations ayant la marge totale nulle par une double flèche sur le réseau. Pour retrouver le chemin critique, il suffit de vérifier la double condition suivante :

$MT = 0$; et $\sum Tr_{cc} = DTP$

Pour le projet réalisation du barrage de Chebabta, on trouve une durée totale de **53 mois**, avec le chemin critique suivant :



Le calcul était fait par la méthode de réseau à nœud illustré dans la figure suivante :

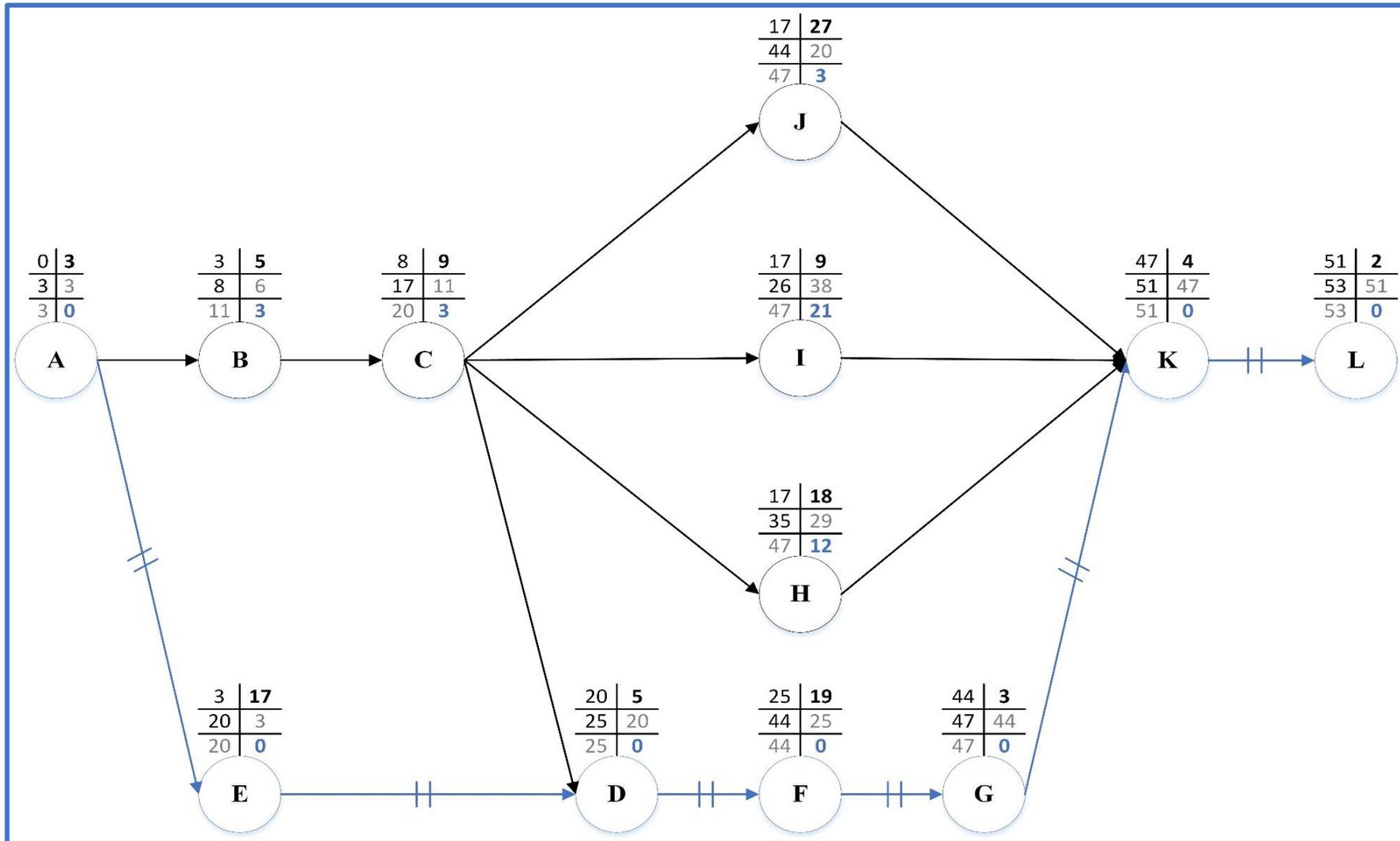


Figure VI. 1 : Réseau à nœud pour la réalisation des travaux du barrage de Chebabta

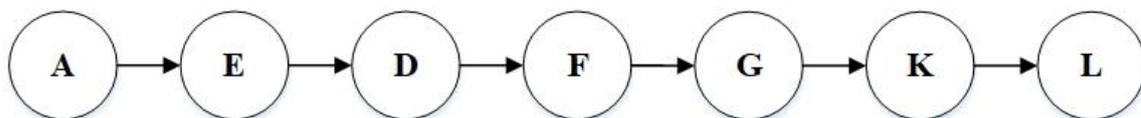
VI.5.2.2 Planification avec la méthode du tableau

Cette méthode s'applique à la base du réseau à flèche. Les résultats de calcul par cette méthode sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 2 : Chemin critique par la méthode du tableau.

Opération		Tr (mois)	DP		DFP		MT
			DCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	1-2	3	0	3	0	3	0
B	2-3	5	3	8	6	11	3
E	2-4	17	3	20	3	20	0
-	3-4	0	8	8	20	20	12
C	3-5	9	8	17	11	20	3
D	4-6	5	20	25	20	25	0
J	5-8	27	17	44	20	47	3
I	5-9	18	17	35	29	47	12
H	5-10	9	17	26	35	44	18
F	6-7	19	25	44	25	44	0
G	7-10	3	44	47	44	47	0
-	8-10	0	44	44	47	47	3
-	9-10	0	35	35	47	47	12
K	10-11	4	47	51	47	51	0
L	11-12	2	51	53	51	53	0

D'après le Tableau VII. 2 la durée totale de travaux est de **53 mois**, et le chemin critique est :



VI.5.2.3 Planification avec la méthode de GANTT

La représentation du planning des travaux par le diagramme de GANTT permet le mieux visualiser les tâches composant le projet, dans un calendrier sur lequel la lecture est plus facile par rapport à celle du réseau ou du tableau. Le mécanisme de calcul est le même, en se basant sur le réseau à flèche.

Nous avons effectué le diagramme par le logiciel « Microsoft Project ». Les résultats sont présentés sur (Planche 5/5) Ce planning suppose que l'ordre de service de commencer les travaux soit notifié au début du mois de Janvier de l'année (1).

Conclusion

A travers ce présent chapitre, on peut conclure que le projet de réalisation du barrage Chebabta a été planifié selon les normes et règles de travail.

La durée des chantiers dépendra bien sûr des moyens engagés par l'(les) entreprise(s). Selon les prévisions et mises en points, la construction du barrage de Chebabta devrait durer environ 4 ans et demi.

Pour l'établissement du programme des travaux, on a adopté des rendements pouvant être raisonnablement respectés par des entreprises de taille moyenne. Pour les rendements les plus caractéristiques on cite :

- Production de béton : 6000 m³/mois, ce qui correspond à une centrale à béton d'une capacité de 25 à 30 m³/h.

- Mise en place du remblai (y compris drain, filtres et enrochements) : 100000 à 150000 m³/mois par chantier, ce qui correspond à l'engagement (par chantier) d'environ 12 camions bennes, 3 chargeuses, 3 bulldozers, 2 camions arroseurs.

CHAPITRE VII :

*Protection et sécurité au
travail*

CHAPITRE VII :**PROTECTION ET SECURITE 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 et peuvent générer de lourdes conséquences tant sur le plan humain que financier, c'est pour cela qu'on doit leur accorder une grande importance et chercher des solutions pour prévoir ces derniers.

L'objet sera, donc de diminuer la fréquence et la gravité des accidents de chantier. Pour cela, il existe un bon nombre de dispositifs, de consignes et de règlements dits « de sécurité » dictés par différents organismes intéressés par la sécurité du travail, notamment le Bureau International du Travail (BIT).

L'objectif de ce chapitre vise à une sensibilisation collective impliquant tous les intervenants en vue de diminuer leur fréquence et leur gravité pendant le déroulement des travaux sur un chantier de barrage. Pour cela, il existe un bon nombre de dispositifs, de consignes et de règlements dits « de sécurité » dictés par différents organismes intéressés par la sécurité du travail, notamment le Bureau International du Travail (BIT).

Ces règlements doivent être strictement appliqués. Ils contribuent à limiter au maximum les dégâts humains et matériels dus aux accidents de travail et dégagent la responsabilité des dirigeants du chantier qui pourraient être tenus comme responsables dans le cas où des dispositions n'auraient pas été prises dans l'application des règles de sécurité sur le chantier.

VII.1 ACCIDENT DU TRAVAIL

Selon le Code de la Sécurité Sociale : « Est considéré comme accident du travail quelle qu'en soit la cause, l'accident survenu par le fait ou à l'occasion du travail à toute personne salariée ou travaillant à quelque titre que ce soit pour un ou plusieurs employeurs ou chefs d'entreprise ». On distingue :

- Accident du travail avec arrêt.
- Accident du travail avec incapacité permanente.

Pour que l'accident du travail soit reconnu, le salarié doit justifier des deux conditions suivantes :

- Il a été victime d'un fait accidentel dans le cadre de son activité professionnelle,
- Le fait accidentel a entraîné l'apparition soudaine d'une lésion.

Le fait à l'origine de l'accident du travail doit être soudain (ce qui le distingue de l'apparition de la maladie professionnelle). Il peut provenir d'un événement ou d'une série d'événements, qui doivent être datés de manière certaine. Ce fait doit intervenir du fait ou à l'occasion du travail, ce qui implique que le salarié doit être placé sous l'autorité de l'employeur lorsque le fait accidentel se produit.

L'accident est présumé d'origine professionnelle dès lors qu'il se produit dans les locaux de l'entreprise, même pendant un temps de pause. Toutefois, la qualification d'accident du travail peut être écartée si le fait accidentel est la conséquence de faits non professionnels (par exemple, un suicide sur le lieu de travail en raison de problèmes personnels).

VII.1.1 Causes des accidents du travail

L'accident du travail n'est jamais le fait d'un hasard ou de la fatalité. Les enquêtes effectuées après les accidents font toujours apparaître une multitude de causes s'ajoutant les unes aux autres pour provoquer et aggraver l'accident.

Ces causes sont la somme de différents éléments ou facteur classés en deux catégories distinctes, développées dans ce qui suit.

a. Facteurs matériels

Il concerne les conditions dangereuses susceptibles d'évoluer au cours de travail. Les causes d'accidents d'origine matérielle proviennent soit :

- ✓ De la profession en général et du poste de travail en particulier
- ✓ De la nature et de la forme des matériaux mis en œuvre.
- ✓ Des outils et machines utilisés : implantation, entretien...
- ✓ De l'exécution du travail : difficultés particulières.
- ✓ Du lieu du travail : éclairage, conditions climatiques...
- ✓ Des conditions d'hygiène et de sécurité : Ventilation, protection...

b. Facteurs humains

Par opposition aux conditions dangereuses techniquement et pratiquement décelables, les actions dangereuses dans le travail sont imputables au facteur humain et nécessitent parfois l'intervention des psychologues avertis.

Certaines actions dangereuses sont des réactions psychiques difficilement prévisibles, car chaque être humain est un cas particulier qui réagit différemment face aux circonstances selon son humeur personnelle.

On peut donc citer :

- ✓ La négligence des travailleurs ; adoption de la solution de facilité ;
- ✓ Inaptitude mentale ou physique ; la fatigue ;
- ✓ La distraction ; les gestes néfastes ;

VII.1.2 Les conditions et actions dangereuses dans un chantier

Les conditions dans lesquels se déroule le travail sont considérées dangereuses si celles-ci peuvent avoir des conséquences défavorables sur le chantier. On cite à titre d'exemple :

- ✓ Installation non protégée ou mal protégée ;
- ✓ Outillages, engins et équipements en mauvais état ; défauts dans la construction ;
- ✓ Matière défectueuse, stockage irrationnel ;
- ✓ Protection individuelle inexistante ;
- ✓ Mauvaise disposition des lieux ;
- ✓ Facteur d'ambiance impropre ; éclairage défectueux ;
- ✓ Conditions climatiques défavorables.

Les interventions des travailleurs doivent aussi faire avoir objet d'intention, un travail mal fait peut engendrer de lourdes conséquences. On cite quelques 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 ;
- ✓ Mauvaise utilisation d'un outillage ou d'un engin ;
- ✓ Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle ; adopter une position peu sûre ;
- ✓ Imprudence durant le travail ; suivre un rythme de travail inadapté ;
- ✓ Agir sans prévenir ou sans autorisation.

VII.2 MOYENS DE PREVENTION ET DE PROTECTION

Les risques professionnels et accidents de travail sont lourds de conséquences pour l'employeur, les employés et le travail, c'est pour ça que le plus judicieux sera d'essayer de cerner le problème avant son apparition.

VII.2.1 Démarches de prévention

La démarche de prévention des risques liés aux machines doit respecter les principes généraux de prévention tels que définis dans le « Code du travail », il faut donc :

- ✓ Planifier la prévention ;
- ✓ Éviter les risques et évaluer ceux qui ne peuvent être évités et les combattre à la source ;
- ✓ Adapter le travail au travailleur et lui donner des instructions appropriées ;
- ✓ Tenir compte de l'évolution de la technique ;
- ✓ Prendre des mesures de protection collective en leur donnant la priorité sur les mesures de protection individuelle ;

À ce titre, cette démarche de prévention s'attache en priorité, lors de la conception, à supprimer ou réduire le risque à la source : de préférence les technologies et produits les moins dangereux doivent être choisis (prévention intrinsèque). Lorsque le risque ne peut être éliminé, des protecteurs et/ou des dispositifs de protection collectifs doivent être mis en place. Si des risques résiduels subsistent, les utilisateurs doivent en être informés et les équipements de protection individuelle (EPI) appropriés doivent être utilisés.

D'autres mesures de prévention sont également à mettre en œuvre par les employeurs, notamment en exploitant le contenu des notices d'instructions : mise en place d'une organisation du travail adaptée, rédaction de consignes d'utilisation, choix des équipements de protection individuelle, mise au point de procédures pour sécuriser les opérations telles que les réglages et la maintenance, information et formation des personnels.

VII.2.2 Evaluation des risques

Parmi les risques les plus susceptibles de se trouver dans un chantier on trouve :

- ✓ Dans les fouilles de tranchées, même de faible profondeur, les risques d'éboulement peuvent provoquer l'effondrement de l'engin au bas du talus ;
- ✓ En terrain très accidenté, les engins risquent de se renverser ;
- ✓ Le danger de collision avec d'autres engins de chantier dans la même zone de travail est possible ;
- ✓ L'exposition quotidienne du conducteur aux vibrations transmises à l'ensemble du corps, le bruit permanent du moteur et des manœuvres de l'engin sont préjudiciables à sa santé, hors protection individuelle ;
- ✓ Le déplacement des engins sur chantier peut générer des risques de heurts avec les travailleurs à pied ou le public ;
- ✓ Projection de corps étrangers dans les yeux du fait d'un environnement particulièrement poussiéreux ;
- ✓ Travail aux intempéries (chaleur, froid, vent, givre, pluie).

VII.2.3 Protection collective

a. Ergonomie de l'engin et formation du conducteur

On doit systématiquement avoir un poste de conduite ergonomique avec siège adapté, et assurer un entretien régulier de l'engin : les engins de terrassement doivent faire l'objet de vérifications annuelles consignées sur le registre de sécurité.

Le « Code du travail » fait obligation de délivrer une autorisation de conduite au personnel pour tous les engins de chantier mobiles à conducteur porté : en effet, le chef d'établissement doit se conformer aux obligations en matière de contrôle de connaissances et savoir-faire du conducteur pour la conduite en sécurité.

b. Réglementations routières

Les engins doivent être acheminés sur le chantier à l'aide de porte-engins. Sur la remorque l'engin doit être immobilisé par des cales et arrimés par des câbles, et les équipements (godets ou lames) doivent être abaissés. Tout déplacement exige une reconnaissance préalable de l'itinéraire à suivre afin de s'assurer qu'aucun obstacle n'entravera le passage du porte-engin et de son chargement.

c. Sécurité du chantier

- ✓ Entretien des pistes de circulation ;
- ✓ Signalisation temporaire et balisage du chantier ;
- ✓ Plan de circulation du chantier (engins, véhicules légers, piétons) : définition des zones d'évolution nécessaires à l'utilisation en sécurité de l'engin, règles de priorités, vitesses autorisées, limitation des charges ;

- ✓ Consignes de sécurité propres au chantier précisées aux conducteurs ;
- ✓ Adéquation de l'engin à son usage.



Figure VII. 1 : Équipements de protection collective à avoir sur un chantier

VII.2.4 Protection individuelle

Un équipement de protection individuelle est un complément aux mesures collective de prévention des risques professionnels sur les chantiers. Il a pour but de réduire les risques d'accident une fois que tous les autres moyens préventifs ont été épuisés.

Il existe des équipements adéquats à chaque partie du corps du travailleur:

- ✓ Le gilet de signalisation à haute visibilité de classe II fait partie des équipements de protection individuelle et doit être porté en permanence si le personnel travaille à proximité de la circulation routière ;
- ✓ Gants de manutention pour les opérations de changement d'équipement ;
- ✓ Casque de chantier de protection de la tête ;
- ✓ Protection auditive ;

- ✓ Chaussures ou bottes de sécurité ;
- ✓ Lunettes de sécurité.



Figure VII. 2 : Pictogrammes d'obligation du port des EPI dans un chantier

VII.3 ROLE DU DELEGUE A LA SECURITE AU TRAVAIL

Le délégué à la santé et à la sécurité doit prévenir les problèmes, c'est-à-dire prendre des initiatives avant que les dangers se concrétisent pour éviter que les travailleurs soient exposés à des risques professionnels. Pour cela, il faut faire en sorte que la direction élimine les risques ou les maîtrise lorsqu'ils ne peuvent pas être éliminés. Pour atteindre ces objectifs, le délégué à la santé et à la sécurité doit:

- ✓ Etre bien informé des divers risques présents sur le lieu de travail et des solutions envisageables pour les maîtriser;
- ✓ Collaborer avec le syndicat et l'employeur pour identifier et maîtriser les risques;
- ✓ Partager certaines informations avec les cadres et l'employeur pour collaborer en vue d'assurer la sécurité et la santé des travailleurs.

Conclusion

Avec les avancées du progrès technique et scientifique, on doit pouvoir saisir les acquis pour renverser la tendance, c'est-à-dire, faire de la prévention une action offensive pour qu'il n'y ait plus de risques.

Pour cela ; il faut accorder d'avantage d'intérêt aux aspects éducatifs de l'homme durant l'accomplissement de son travail afin de lui permettre une grande maîtrise de l'outil de production et une plus grande adaptation à son environnement. De plus, il faut s'assurer que les employeurs comme les employés collaborent et participent à des programmes de santé et de sécurité, touchant à la médecine du travail, à l'hygiène industrielle, à la toxicologie, à la formation, à la sécurité des machines, à l'ergonomie et à la psychologie.

CONCLUSION GENERALE

Ce mémoire de fin d'étude a ciblé l'étude de la conception globale des ouvrages annexes (dérivation provisoire, vidange de fond et prise d'eau) du barrage de Chebabta sur l'oued de Meskiana, dans la Wilaya de Oum El Bouaghi.

A l'achèvement de ce projet, la Wilaya de Oum El Bouaghia bénéficiera d'un aménagement enrichissant qui va aider le développement du secteur agricole et à renforcer l'alimentation en eau potable dans cette région.

La digue du barrage de Chebabta est composée de trois parties : les rives droite et gauche sont en remblais, et la partie centrale est sous forme d'un pilot en BCR comportant un déversoir de type Creager avec coursier en marche d'escaliers directement aménagé sur le parement aval du barrage, une vidange de fond dans la partie droite et une prise d'eau dans la partie gauche. La liaison entre le remblai et le BCR est assurée par des ouvrages de soutènement en BCR dans les deux côtés.

A la fin de notre étude, on peut conclure que :

- Le site choisi pour la réalisation du barrage de Chebabta est parfaitement convenable, d'un point de vue topographique, géologique, géotechnique et hydrologique ;
- La réalisation des travaux ne représente pas de difficultés particulières ;
- L'étude hydrologique nous a permis de déterminer les paramètres préliminaires nécessaires au dimensionnement des ouvrages ;
- Les ouvrages annexes projetés occuperont parfaitement leurs fonctions ;
- Le projet a été planifié selon les normes et règles de travail. La durée totale du projet est d'environ 50 mois.

La conception des ouvrages annexes occupe une place importante dans l'aménagement hydraulique, leur coût de réalisation peut atteindre jusqu'à la moitié du budget total de réalisation du barrage. De plus, ces derniers assurent le bon fonctionnement et la sécurité de l'aménagement. C'est pour cela qu'il faut leur accorder une attention particulière.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- ANBT.** Procédures méthodologiques pour l'exécution des études des retenues collinaires et petits barrages.
- Degoutte, G. (2002).** Petits barrages : Recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi= Small dams: guidelines for design, construction and monitoring.
- Hassan, M. (2015).** Conception et dimensionnement des ouvrages annexes de barrage en remblai.
- Ladouani, A. (2014).** Organisation de chantier et gestion de projet. USTOMB, Département d'Hydrolique.
- Règles parasismiques algériennes RPA 99 (2003).** Document technique règlementaire DTR B C 2 48. Centre national de recherche appliquée en génie-parasismique.
- STUCKY-BG. (2007).** Etude de faisabilité des barrages du barrage de Chebabta, Wilaya d'Oum El Bouaghi (ANBT).
- Touaïbia, B. (2001).** Les Retenues (Régularisation Des Débits).
- Touaïbia, B. (2004).** Manuel pratique d'hydrologie. Edition Madani.
- Touaïbia, B., & Benlaoukil, B. (2004).** Introduction au dimensionnement des retenues collinaires.
- TRACTBEL-Hydro Projet. (2018).** Etude d'avant-projet détaillé du barrage de Chebabta, Wilaya d'Oum El Bouaghi (ANBT).

Annexe I

Tableau 1 : Pluies moyennes mensuelles et annuelles (mm) de la station de Meskiana (12 02 01)

Année	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	Annuelle
1969	166	173.8	7.5	62.7	42.3	1	20.6	46.5	35.6	27.9	7.8	28.3	620
1970	2.5	43.6	0	6.5	60.5	28.9	0.2	36.7	41.5	15.5	16.4	16.3	268.6
1971	103	52.8	10.2	10.8	69	11.4	31.5	51.7	32.6	91.3	13.5	22.3	500.1
1972	22.2	108.9	5.2	31	59.1	30.6	102.2	54.6	21.6	18.3	1.8	28.6	484.1
1973	7.8	8.5	12.3	17.1	1	28.6	2	35.9	23.6	14.3	7.3	12.3	170.7
1974	3.5	13.6	24.6	8	12.7	68.1	37.8	50	58	0	9.7	14.3	300.3
1975	18.4	3.9	18.6	29.2	14.5	28.4	44.4	27.4	33.1	24.2	6.9	32.6	281.6
1976	20.6	0.2	8.6	5.02	53.6	44.4	49.7	49.6	58.6	14.3	9.8	15.4	329.8
1977	2.3	62.1	63.2	36.6	0	32.5	36.2	36.4	73.5	24.6	0	16.5	383.9
1978	92.4	93.7	24	55	1.5	22.2	15.7	66	26.1	67.2	0	28.1	491.9
1979	72.1	19.8	26.3	2.1	22.9	30.8	66.2	33	36.2	52.3	0	34.2	395.9
1980	41.6	0.6	43.4	56.6	17.8	25.6	41.3	21.6	17.4	30.2	14.3	13.2	323.6
1981	40.4	14	25.3	27	14.2	23.2	7	60.7	83	0	0	36.5	331.3
1982	42.7	49	70.3	23	3	0	32.4	22.4	28.3	22.3	0	20.1	313.5
1983	10.1	15.2	33.6	12	62.3	96.8	22.7	27.5	0	33.6	0	22.1	335.9
1984	18.6	36.7	26.3	69.6	22.7	3.8	52	34.2	29.1	0	0	21.4	314.4
1985	0	0	0	3.5	23.2	13.9	75.4	62.2	19.2	27.5	19.3	19.2	263.4
1986	67.9	4.6	22.3	20.5	0	17.2	31.9	0	19.5	0	0	21.4	205.3
1987	0	2.5	0	2.9	4.4	13.8	11.8	22.6	33.1	45.2	0	15.3	151.6
1988	14.7	22.6	33.6	23.1	2.7	19.5	0	34.1	0	0	0	0	150.3
1989	12.3	0	28.4	7.9	63.9	0	39.3	32.7	46.2	32.6	15.2	12.6	291.1
1990	42.8	8.5	60.8	35.2	2.9	19.5	40.6	54.8	32	24.3	0	12.3	333.7
1991	0	39	28.9	0	40.6	51.3	45.5	24.9	52.3	0	0	7.5	290
1992	8.5	64	40.2	44.8	0	14.1	8.2	36.9	38.4	39.2	13.6	13.6	321.5
1993	36.5	3.2	10.3	17.4	7.5	25.1	19	26.3	25.3	0	0	32.2	202.9
1994	28.3	26.2	7.8	5.8	46.9	0	46.8	32.3	0	75.9	23.1	8.5	301.6
1995	103.6	26.8	9.8	12	60.1	63	66	48.2	26.5	22.1	0	16.3	454.4
1996	12.8	0	0	2.4	10.5	0	68.2	33.5	13.3	11.3	8.7	10.3	171
1997	70.3	4.9	48.6	22.6	24.4	4	37.4	47.9	22.3	13.7	0	8.3	304.4
1998	18.7	16.5	19.8	3.4	65.8	2	15.9	12.6	17.8	39.5	15.4	12.2	239.6
1999	14.4	57.8	43.8	27.9	2.9	0.3	0	0	97.1	23.6	0	19.6	287.4
2000	22.9	28.3	18.6	23.2	20	14.8	37.2	15.3	49	16.8	0	25.7	271.8
2001	66.8	17.6	38.2	9	57	10	35.6	23.6	41.2	29.3	31.8	17.3	377.4
2002	32.7	6.8	57.4	6.8	12.3	12.1	73.2	38.3	28	59.9	0	11.7	339.2
2003	26.4	79.9	22.6	69.3	10.2	4.3	45.8	18.9	15.2	42.3	18.6	19.7	373.2
2004	32.4	1.4	79.6	52.7	2.7	13.4	22.3	22.3	18.4	17.9	0	24.6	287.7
2005	33.6	5.1	46.5	38	25	39	31.2	25	34.6	24.3	12.3	13.4	328
2006	20.3	29.1	11.3	70.3	74.6	52.9	18.7	25.4	27.2	11.6	14.3	14.2	369.9
Moyenne	35	30.03	27.05	25.02	26.7	22.8	35.05	34	33.02	26.13	6.84	18.371	320

Source : ANRH

Tableau 2 : Pluies maximales journalières (mm) de la station de Meskiana (12 02 01)

Année	Sept	Oct	Nov	Déc	Janv	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	Max
1969	58	55.5	3.2	15	27.5	0.5	7.5	16.9	24.5	21.5	3.7	27.5	58
1970	1.5	41.3	0	4.5	17	9	0.2	3.5	12	10	14.2	15.6	41.3
1971	28.1	15	3.7	4.6	34.4	5.6	12.5	16	8.4	34.4	6	19.8	34.4
1972	13.5	61.5	5.2	13	14.5	27	46	25	3	6	0.8	20.6	61.5
1973	5.2	5	7.5	9.7	0.5	20	2	13	6.5	4.2	0.9	9.2	20
1974	0.6	5	16	5	10.1	22.5	12.7	22.5	20.5	0	8.5	13.2	22.5
1975	10.8	3.8	6.1	11	5	8	23	22.5	7	15.8	2.1	30.5	30.5
1976	12.2	0.2	5.4	0.9	13.3	17.6	18.6	20.1	2.2	12.6	1	10.2	20.1
1977	2	22.3	28.7	8.6	0	11	6.3	13.5	31	21.4	0	12.4	31
1978	19.1	9.1	0.5	29.3	0.7	10	6	42.2	0.9	41	0	24.9	42.2
1979	19	8.9	2	1.8	11.5	14.1	39.8	12.9	0.9	41	0	32	41
1980	17.5	0.6	17.5	27.6	7.6	9.2	17.1	9	6.3	20.4	1	8.7	27.6
1981	23.1	5.2	2.5	7.7	6.7	12	3.3	22.1	26.8	0	0	35.5	35.5
1982	34.5	17	33.5	8.6	2.6	0	22.5	4	12.5	8.5	0	19.7	34.5
1983	7	8.2	9.8	12	13.8	32.4	14.4	12.9	0	4.7	0	19.2	32.4
1984	6.5	12.5	4.3	18.1	14.6	2.3	14.5	9.6	16	0	0	16.4	18.1
1985	0	0	0	3.5	7.3	8	17	0.8	6.3	12.4	15.9	16.8	17
1986	17.1	4.6	12.9	5	0	12.3	11.5	0	15.2	0	0	16.3	17.1
1987	0	2.5	0	1.5	2.9	12.5	11.8	8.4	16.2	18.7	0	10.6	18.7
1988	8	22.6	8.3	7.5	2.7	19.5	0	6.9	0	0	0	0	22.6
1989	4.5	0	11.6	5.7	23.4	0	21	14.1	44	24.2	3.2	5.2	44
1990	13	4	12.3	19	1.7	16	18	13	20.3	13	0	10.3	21.3
1991	0	19.5	27.5	0	12.5	24	13	8	32	0	0	2.1	32
1992	3	27	37	15	0	5	5.5	0.9	16.5	2.6	2.3	8.5	37
1993	24.5	2.4	3.3	2.2	5	15.2	19	16.8	6.4	0	0	32.2	32.2
1994	4.3	8	6.5	5.8	12.7	0	4.8	11.5	0	19.8	11.6	3.5	19.8
1995	23	15	7	4	54.2	16.5	29	19.5	7.5	10	0	11.3	54.2
1996	6.7	0	0	2.4	10	0	11	8	13	7	1.6	0.6	13
1997	13	2.5	19.1	9.5	9.5	2.7	16.2	16.1	5.5	12	0	5.9	19.1
1998	12.7	12.3	5.5	2.5	25.2	2	15.7	5.9	10.5	13.2	11	9.6	25.2
1999	9	34.8	24.3	10.8	2.9	0.3	0	0	22.5	13	0	14.7	34.8
2000	10	7.4	4	12	7.5	5.9	3.3	9	23	6.1	0	13.2	23
2001	4.5	2.7	11.5	4.3	32.4	5.2	4.3	7.9	6	19.5	7.2	10.8	32.4
2002	1.5	6	21.5	4.7	4.5	5.5	16	17	8	3.4	0	6.5	21.5
2003	11.8	46.2	4.4	48.7	3	1.7	16.2	7	42	35.2	9	14.5	48.7
2004	14	1	32.5	23.5	2.5	12	2.4	11	0.3	4.5	0	17.6	32.5
2005	11	4	8	12	8	10	11	9.8	2	6	8.5	8.6	12
2006	12.5	16	4.4	22.7	24.1	24.4	2.4	18	25.9	6.2	5.4	2.6	25.9

Source : ANRH

Tableau 3 : Série des apports (Mm³) de la station de l'Aouinet (12 04 04)

Année	Sep	Oct	Nov	Déc	Janv	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	Annuel
1975	0.27	0.33	0.45	0.51	3.32	5.28	3.18	12.46	2.32	0.74	0.39	0.34	29.59
1976	0.5	0.77	0.71	0.97	1.6	1.84	1.58	4.2	1.55	1.03	0.89	1.98	17.62
1977	1.44	0.97	5.25	2.75	5.36	2.78	5.99	2.74	0.96	1.06	1.31	0.96	31.58
1978	0.02	0.01	18.17	0.46	0.86	0.25	2.78	0.37	0.2	0	0	0	23.12
1979	0	1.37	0.95	21.2	1.58	0.44	0.25	0.01	0.21	0.01	0.01	0.01	26.04
1980	0.01	0.32	0.17	0.07	10.28	5.99	5.38	0.17	0.01	0.01	0.01	0	22.42
1981	2.81	0.14	1.37	1.19	0.89	5.8	8.87	1.99	0.74	0.07	0.02	0.02	23.91
1982	0	2.24	0.69	13.13	1.6	20.1	1.65	0.35	0.12	0.07	0.07	0.07	40.1
1983	0.06	0.72	1.93	0.58	4.21	15.47	3.12	0.63	0.06	0.05	0.01	0	26.83
1984	0	0	1.67	0.57	1.61	5.79	8.43	1.94	0.52	0.27	0.05	0	20.87
1985	0	8.12	0.95	4.12	8.64	2.93	13.25	3.05	3.69	0.74	0.01	0	45.51
1986	0	0.28	0	0.42	4.13	4.1	1.69	2.96	8.8	0.75	0	0	23.13
1987	0.42	9.54	11.46	9.29	2.23	2.17	1.69	0.83	0.07	0	0	0	37.71
1988	0	0	0	8.75	2.73	7.61	1.18	0.67	0.1	0.01	0	0	21.04
1989	1.46	2.93	2.8	2.33	1.85	4.93	4.24	1.2	10.15	0.9	0.66	0	33.45
1990	0.21	5.03	5.35	4.25	3.78	2.11	4.39	2.15	5.63	0.78	0.38	0.09	34.15
1991	0.52	0.55	1.77	2.26	23.32	7.65	1.35	1.21	0.59	0.13	0.03	0.03	39.41
1992	0.58	1.06	4.06	2.09	9.82	7.34	6.71	1.35	1.3	0.77	0.56	0.14	35.79
1993	1.31	0.56	0.91	30.54	5.63	3.79	8.41	4.82	1.87	0.58	0.25	0	58.67
1994	0.56	1.63	5.97	1.89	2.21	1.91	7.58	1.86	2.42	1.46	0.9	0.72	29.12
1995	1.21	1.41	1.32	1.27	1.79	1.2	1.7	2.01	17.92	8.28	6.85	1.54	46.51
1996	0.26	0.44	5.2	5.75	5.01	3.35	4.96	3.53	4.87	1.56	1.41	1.99	38.33
1997	0.33	2.67	2.25	1.1	22.67	4.7	6.61	0.51	0.04	0.01	0.01	0.02	40.92
1998	0.02	0.02	0.03	0.02	0.71	2.4	5.26	10.53	8	0.81	0.02	0.02	27.83
1999	0.45	0.67	2.28	6.05	7.87	7.3	15.44	7.07	5.11	1.83	0.33	0.12	54.51
2000	0.5	1.3	0.54	0.91	17.06	4.52	2.72	5.08	1.15	1.02	0.77	0.84	36.43
2001	1.08	1.77	1.36	1.39	1.54	8.05	4.2	4.88	5.06	1.09	1.09	1.27	32.78
2002	0.63	4.66	0.62	4.96	7.2	1	1.47	1.71	0.92	0.76	0.42	0.34	24.69
2003	3.6	0	0.06	0.06	3.59	0.07	0.01	0.12	9.02	0	0	0.06	16.59
2004	0	0.11	0.18	1.83	2.97	8.33	0.62	1.44	0.13	0.01	0	0	15.62
2005	0	0.21	0.09	1.39	22.06	11.33	1.69	0.51	1.15	0.06	0	0	38.49
2006	0	0	0.74	0.74	2.77	2.79	3.05	0.47	0.17	0.02	0	0	10.74
Moyenne	0.57	1.56	2.48	4.15	5.96	5.1	4.36	2.59	2.96	0.78	0.52	0.33	31.36

Source : ANRH

Tableau 4 : Série des débits maximaux (m³/s)

Année	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	Annuel
1975	0.17	0.22	1.25	0.5	34	29.5	10.3	66.8	2.6	0.5	0.18	0.13	66.8
1976	2.6	1.6	1.1	0.89	1.02	1.8	0.65	48.8	3.08	0.52	0.36	28.6	48.8
1977	2.73	1.64	46.14	7.24	17.03	3.42	21.99	8.64	0.72	0.64	0.76	0.48	46.14
1978	0.58	0	357.2	1.2	1.54	0.32	15.04	7.38	3.64	0	0	0	357.2
1979	0	0.52	11.4	239.8	5.01	0.25	1.94	0.07	10.94	0	0	0	239.8
1980	0	11.4	7.01	2.58	117.9	35	86.86	0.7	0	0	0	0	117.9
1981	90.1	4.5	28	31.48	10.45	33.85	66	16.7	12.04	0.1	0.01	0.01	90.1
1982	0	127.28	16.7	153.2	38.13	133.04	1.8	0.23	0.06	0.03	0.03	0.03	153.2
1983	7.09	30.25	36.23	4.86	54.45	162.2	19.42	0.93	0.07	0.74	0.01	0	162.2
1984	0	0	95.4	1.34	18.52	32.25	31.07	1.08	0.85	2.27	1.25	0	95.4
1985	0	183.17	4.45	36	39	5.3	48.95	2.43	21	1.18	0.04	0	183.17
1986	0	16.95	0	8.04	36.58	33.62	2.02	7.82	42	0.76	0	0	42
1987	8.78	50.9	198.7	167.7	1.45	6.89	21.66	1.45	0.16	0	0	0	198.7
1988	0	0	0	96.6	17.64	18.34	13.66	2.94	0.07	0.01	0	0	96.6
1989	1.38	6.36	9	2.31	1.9	9.4	8	1.38	18	0.4	0.32	0	18
1990	0.09	15	24.8	16.5	9	1.74	27.2	2.56	54.4	0.44	0.2	0.12	54.4
1991	7	0.36	9.8	6.2	338	26.9	0.67	0.78	0.32	0.14	0.02	0.01	338
1992	0.44	3.55	20.6	2.8	5.68	3.34	25.23	1.27	2.8	4.37	0.3	0.25	25.23
1993	10.64	0.33	1.26	233.4	7.6	7.04	141	7.6	2.33	0.3	0.16	0.02	233.4
1994	7.74	10.66	167.56	6.38	9.88	3.46	101.32	2.2	36.3	6.72	0.4	0.32	167.56
1995	1.7	7.1	4.7	0.62	3.5	0.62	3.5	3.5	523.28	4.7	271.5	0.94	523.28
1996	0.36	6.3	49.15	12.5	7.5	5.1	5.7	3.5	48	0.87	3.05	0.81	49.15
1997	3.9	7.5	7.5	7.1	120.5	7.1	11.9	0.68	0.07	0.01	0.01	0.01	120.5
1998	0.01	0.01	0.12	0.08	7.9	30.75	5.1	68.7	12.7	1.8	0.01	0.01	68.7
1999	0.4	0.78	3.03	8.71	13.54	7.29	15.2	7.1	3.89	1.29	0.23	0.06	15.2
2000	0.19	48.19	0.46	4.44	207	26.4	5.18	48.78	0.99	6.16	0.32	0.32	207
2001	3.71	5.18	7.67	2.22	6	72.4	67.12	94.1	79.4	0.54	0.62	0.54	94.1
2002	16.58	231.6	4	55.96	51.14	0.62	5.2	11.7	4.15	3.59	0.19	0.13	231.6
2003	180.3	0	0.81	0.04	61.42	0.04	0.02	12.62	247.6	0	0	3.81	247.6
2004	0	0.14	0.34	7.28	10	59.64	0.5	6.12	0.12	0.01	0	0	59.64
2005	0	13.39	0.13	10.64	81.7	104.9	11.04	0.89	8.69	0.06	0	0	104.9
2006	0	0	47.07	12.6	36.89	37.81	17.69	2.39	0.16	0.03	0	0	47.07

Source : ANRH

Annexe II

Tableau 1 : Test d'homogénéité (Wilcoxon)

X	Y	Observation	Origine	Rang
58.0	18.7	12.0	X	1
41.3	22.6	13.0	X	2
34.4	44.0	17.0	Y	3
61.5	21.3	17.1	Y	4
20.0	32.0	18.1	Y	5
22.5	37.0	18.7	Y	6
30.5	32.2	19.1	X	7
20.1	19.8	19.8	X	8
31.0	54.2	20.0	Y	9
42.2	13.0	20.1	Y	10
41.0	19.1	21.3	X	11
27.6	25.2	21.5	X	12
35.5	34.8	22.5	Y	13
34.5	23.0	22.6	Y	14
32.4	32.4	23.0	X	15
18.1	21.5	25.2	X	16
17.0	48.7	25.9	X	17
17.1	32.5	27.6	Y	18
	12.0	30.5	Y	19
	25.9	31.0	Y	20
		32.0	X	21
		32.2	X	22
		32.4	Y	23
		32.4	X	24
		32.5	X	25
		34.4	Y	26
		34.5	Y	27
		34.8	X	28
		35.5	Y	29
		37.0	X	30
		41.0	Y	31
		41.3	Y	32
		42.2	Y	33
		44.0	X	34
		48.7	X	35
		54.2	X	36
		58.0	Y	37
		61.5	Y	38

Tableau 2 : 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 3 : Les valeurs des débits constituant l'hydrogramme de crue.

t (h)	Q _{max(10%)} (m ³ /s)	Q _{max(5%)} (m ³ /s)	Q _{max(2%)} (m ³ /s)	Q _{max(1%)} (m ³ /s)	Q _{max(0.1%)} (m ³ /s)	Q _{max(0.01%)} (m ³ /s)
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1	0.67	0.82	1.00	1.14	1.59	2.04
2	2.70	3.27	4.00	4.54	6.35	8.15
3	6.07	7.35	8.99	10.22	14.28	18.35
4	10.79	13.06	15.98	18.17	25.39	32.62
5	16.86	20.41	24.97	28.40	39.68	50.96
6	24.28	29.39	35.96	40.89	57.14	73.38
7	33.05	40.00	48.95	55.66	77.77	99.88
8	43.16	52.25	63.93	72.69	101.58	130.46
9	54.63	66.13	80.91	92.00	128.56	165.11
10	67.44	81.64	99.89	113.58	158.71	203.84
11	81.60	98.78	120.87	137.44	192.04	246.65
12	97.11	117.56	143.85	163.56	228.55	293.54
13	113.98	137.97	168.82	191.96	268.23	344.50
14	132.18	160.01	195.79	222.63	311.08	399.53
15	151.74	183.69	224.76	255.57	357.11	458.65
16	172.65	209.00	255.73	290.78	406.31	521.84
17	194.90	235.94	288.69	328.26	458.68	589.11
18	218.51	264.51	323.66	368.01	514.23	660.45
19	243.46	294.72	360.62	410.04	572.96	735.88
19.86	266.00	322.00	394.00	448.00	626.00	804.00
1	256.08	309.99	379.31	431.29	602.66	774.02
2	246.41	298.29	364.98	415.01	579.90	744.79
3	236.99	286.88	351.03	399.14	557.72	716.31
4	227.81	275.77	337.43	383.68	536.12	688.56
5	218.87	264.95	324.19	368.62	515.08	661.54
6	210.17	254.41	311.30	353.96	494.60	635.24
7	201.70	244.16	298.75	339.70	474.67	609.64
8	193.46	234.19	286.55	325.83	455.28	584.74
9	185.45	224.49	274.69	312.33	436.43	560.53
10	177.66	215.06	263.15	299.22	418.11	536.99
11	170.10	205.91	251.95	286.48	400.30	514.12
12	162.75	197.01	241.06	274.10	383.01	491.92

13	155.62	188.38	230.50	262.09	366.22	470.36
14	148.69	180.00	220.25	250.43	349.93	449.44
15	141.98	171.87	210.30	239.13	334.14	429.15
16	135.47	163.99	200.66	228.17	318.82	409.48
17	129.17	156.36	191.32	217.54	303.98	390.42
18	123.06	148.97	182.28	207.26	289.61	371.96
19	117.15	141.81	173.52	197.30	275.70	354.09
20	111.43	134.89	165.05	187.67	262.24	336.80
21	105.90	128.19	156.86	178.36	249.22	320.09
22	100.56	121.73	148.94	169.36	236.65	303.94
23	95.39	115.48	141.30	160.67	224.50	288.34
24	90.41	109.45	133.92	152.28	212.78	273.28
25	85.61	103.63	126.80	144.18	201.47	258.76
26	80.98	98.03	119.94	136.38	190.57	244.76
27	76.52	92.62	113.34	128.87	180.07	231.27
28	72.22	87.43	106.97	121.64	169.97	218.29
29	68.09	82.43	100.86	114.68	160.24	205.81
30	64.12	77.62	94.98	107.99	150.90	193.81
31	60.31	73.00	89.33	101.57	141.93	182.28
32	56.65	68.58	83.91	95.41	133.32	171.23
33	53.14	64.33	78.71	89.50	125.06	160.63
34	49.78	60.26	73.74	83.84	117.16	150.47
35	46.57	56.37	68.98	78.43	109.59	140.75
36	43.49	52.65	64.42	73.25	102.36	131.46
37	40.56	49.10	60.08	68.31	95.45	122.59
38	37.76	45.71	55.93	63.59	88.86	114.13
39	35.09	42.48	51.98	59.10	82.58	106.06
40	32.55	39.40	48.22	54.82	76.61	98.39
41	30.14	36.48	44.64	50.76	70.93	91.09
42	27.85	33.71	41.25	46.90	65.53	84.17
43	25.67	31.08	38.03	43.24	60.42	77.60
44	23.62	28.59	34.98	39.78	55.58	71.39
45	21.67	26.24	32.10	36.50	51.01	65.51
46	19.84	24.02	29.39	33.42	46.69	59.97
47	18.11	21.93	26.83	30.51	42.63	54.75
48	16.49	19.96	24.42	27.77	38.81	49.84

49	14.97	18.12	22.17	25.21	35.22	45.23
50	13.54	16.39	20.05	22.80	31.86	40.92
51	12.21	14.77	18.08	20.56	28.72	36.89
52	10.96	13.27	16.24	18.46	25.80	33.14
53	9.81	11.87	14.53	16.52	23.08	29.64
54	8.74	10.58	12.94	14.71	20.56	26.41
55	7.75	9.38	11.47	13.05	18.23	23.41
56	6.83	8.27	10.12	11.51	16.08	20.65
57	6.00	7.26	8.88	10.10	14.11	18.12
58	5.23	6.33	7.75	8.81	12.31	15.81
59	4.53	5.49	6.71	7.63	10.66	13.70
60	3.90	4.72	5.77	6.57	9.17	11.78
61	3.33	4.03	4.93	5.60	7.83	10.06
62	2.81	3.41	4.17	4.74	6.62	8.51
63	2.36	2.85	3.49	3.97	5.55	7.13
64	1.95	2.36	2.89	3.29	4.60	5.90
65	1.60	1.93	2.37	2.69	3.76	4.83
66	1.29	1.56	1.91	2.17	3.03	3.89
67	1.02	1.24	1.51	1.72	2.40	3.09
68	0.79	0.96	1.18	1.34	1.87	2.40
69	0.60	0.73	0.89	1.02	1.42	1.82
70	0.45	0.54	0.66	0.75	1.05	1.35
71	0.32	0.39	0.47	0.54	0.75	0.96
72	0.22	0.26	0.32	0.37	0.51	0.66
73	0.14	0.17	0.21	0.24	0.33	0.43
74	0.09	0.10	0.13	0.14	0.20	0.26
75	0.05	0.06	0.07	0.08	0.11	0.14
76	0.02	0.03	0.03	0.04	0.05	0.07
77	0.01	0.01	0.01	0.01	0.02	0.02
78	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
79	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
79.44	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

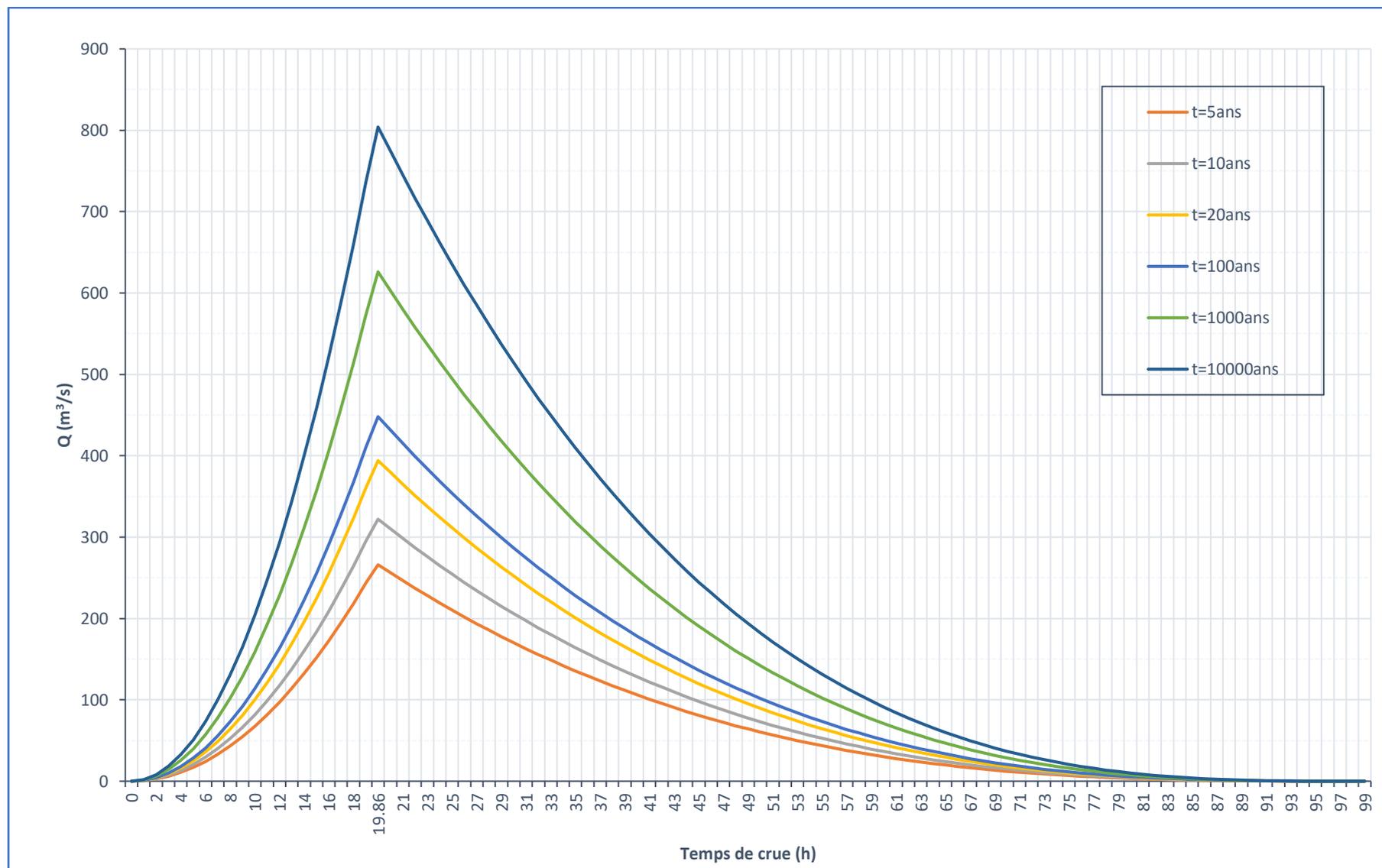


Figure 1 : Hydrogramme des crues probables en fonction de temps (par SOKOLOVSKY)



Figure 2 : Courbes caractéristiques de la cuvette (Capacité-Surface-Hauteur)

Tableau 4 : Méthode indirecte de l'intégration numérique.

y (m)	y _{moy} (m)	S _{moy} (m ²)	P _{moy} (m)	R _{moy} (m)	Fr ²	1-Fr ²	G ₁	I ₀ -G ₁	Δx (m)	L (m)
3.52										
3.50	3.51	87.75	32.02	2.74	0.15592	0.84408	0.00027	0.00973	8.67898	9
3.25	3.38	84.38	31.75	2.66	0.17538	0.82462	0.00031	0.00969	8.50926	17
3.00	3.13	78.13	31.25	2.50	0.22093	0.77907	0.00039	0.00961	8.10788	25
2.75	2.88	71.88	30.75	2.34	0.28373	0.71627	0.00051	0.00949	7.54419	33
2.50	2.63	65.63	30.25	2.17	0.37275	0.62725	0.00067	0.00933	6.72282	40
2.25	2.38	59.38	29.75	2.00	0.50329	0.49671	0.00091	0.00909	5.46713	45
2.00	2.13	53.13	29.25	1.82	0.70264	0.29736	0.00130	0.00870	3.41616	48
1.75	1.88	46.88	28.75	1.63	0.90250	0.09750	0.00192	0.00808	1.20692	50

Avec :

Q (m ³ /s)	B (m)	hc (m)	n	I ₀	Δy (m)	L _{coursier} (m)
203.32	25	3.52	0.014	0.01	0.25	50

Et :

$$G_1 = n^2 \times Q^2 / S^2 \times R^{4/3}$$

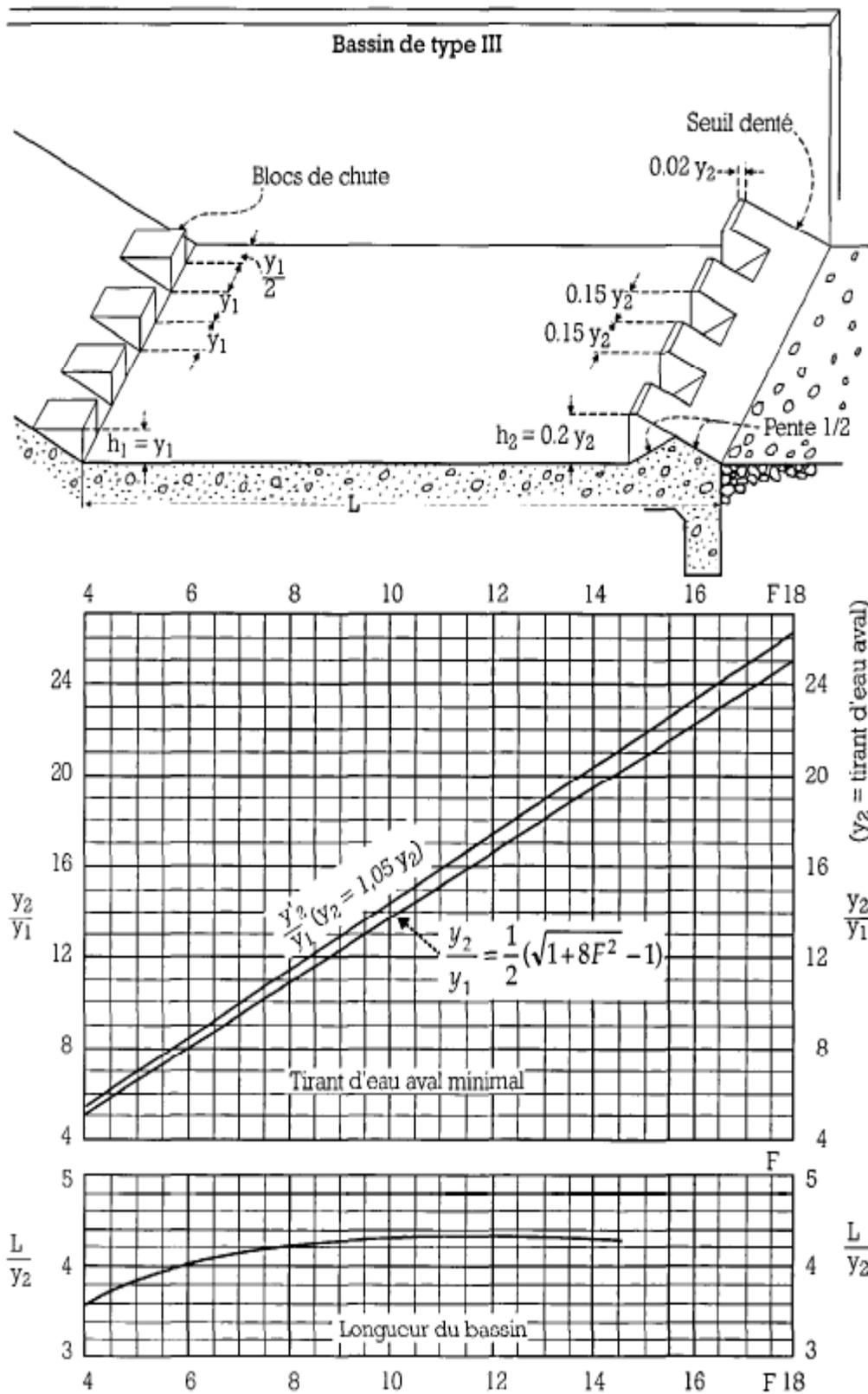


Figure 2.34 : détermination des caractéristiques du bassin de dissipation pour un nombre de Froude supérieur à 4,5 et une vitesse de l'eau à l'entrée du bassin supérieure à 15 m/s (traduit de [5]).

Abaque : USBR tipe III

Annexe III



Figure 1 : Camion benne



Figure 2 : Bulldozer



Figure 3 : Camion arroseur



Figure 4 : Chargeuse