

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



Ecole Nationale Polytechniques
Département Hydraulique



PROJET DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état
en hydraulique

Thème :

Etude de faisabilité du barrage de Berriche W. Batna

Proposé par :

Mr. BAKHTA.M

Encadré par :

Mr. MOULOUDI.Y

Réalisé par :

GUESMIA Khadidja

BOUBEKEUR Youcef

Promotion Juin 2015

ENP 10, Avenue HASSEN BADI el Harrach Alger. Algérie

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

A mes chers parents

A qui je dois ce que je suis

A ceux qui m'ont tout donné sans rien en retour

Qu'ils trouvent dans ce site, le fruit de leurs sacrifices consentis pour mon éducation, et l'expression de mon amour et de ma gratitude pour la bienveillance avec laquelle ils m'ont toujours entouré.

Que dieu leur préserve longue vie et bonne santé

A ceux qui m'ont encouragé et soutenu dans mes moments difficiles

A mes adorables sœurs

A mes très chers frères

A mes nièces et neveux

A toute ma famille

A tous mes amis ainsi qu'à tous ceux qui me sont chers

*Que ce travail soit le témoignage sincère et affectueux
De ma profonde reconnaissance pour tout ce que vous avez
Fait pour moi.*

Khadija

Je dédie ce modeste travail :

A ceux qui étaient toujours là pour moi, qui m'ont toujours soutenu et encouragé tout au long de ma vie, pour leurs énormes sacrifices, pour leur amour patience et dévouement. A mes très chères PARENTS ;

A ma grand mère et grand père que dieu les protège pour moi ;

A mes deux chères sœurs DJIDJI et DJIDA ;

A mes oncles et tantes ;

A tous mes cousins et cousines ;

A tous les membres de la famille BOUBEKEUR et MERADI ;

A mes amis Oussama, Ousseid, Raouf, Brahim, Oussamitou, et Samir ;

Ainsi qu'à tous ceux qui me sont chers ;

A toute la promotion 3^{ème} année hydraulique avec laquelle j'ai passé des moments inoubliables ;

A toute les personnes que je connais et que je n'ai pas cités ;

Et enfin ;

A ma princesse MANEL qui m'a toujours soutenu et encouragé et qui a été toujours là pour moi, que dieu la protège.

Boubekœur Youcef

Remerciement

*Avant toute personne, nous remercions le **bon Dieu** de nous avoir prêté vie, santé et volonté pour achever ce modeste travail.*

*Nous exprimons notre profonde gratitude et nos sincères remerciements à notre promoteur **Mr. Yahia MOULOUDI**, qui a dirigé les travaux de ce mémoire. Pour son soutien, sa patience, sa gentillesse, la confiance qu'il nous a témoigné et pour toute l'aide matérielle et morale qu'il a mis à notre disposition tout le long de notre travail, que celui-ci soit à la hauteur de ses attentes.*

*Nous remercions très chaleureusement et nous exprimons toutes nos reconnaissances à Monsieur **A.BERMAD**, le chef de département de l'hydraulique pour sa constante disponibilité et pour ses judicieux conseils.*

*Nos remerciements s'adressent aussi aux personnels de l'Agence Nationale Des Barrages Et Transfer (**ANBT**), en particulier tous les ingénieurs de service technique (**DTE**) pour leurs conseils techniques et les discussions que l'on a eues, sont oublier les gens qui travaillent à l'archive, qui nous ont bien accueillis, et pour le temps qu'ils nous ont consacré.*

*Les services de l'**ANRH** trouvent ici toute nous reconnaissances pour leur aide en matière de données.*

Les membres du jury, qui ont bien voulu évaluer notre travail et de nous consacrer leurs précieux temps, trouveront ici nos remerciements les plus sincères.

Nos gratitudes vont aussi à tous nos enseignants et enseignantes, pendant tous nos cursus d'études, pour leur disponibilité et leurs sacrifices et pour tout le savoir qu'ils nous ont fidèlement transmis.

Enfin, nos sincères remerciements s'adressent à tous ceux qui nous ont apporté leur aide de près ou de loin, que ce soit par leur amitié, leurs conseils ou leur soutien moral pour mener à bien ce travail.

ملخص:

استغلال الموارد المائية في حالتها الطبيعية ليس بالأمر السهل واليهين بالنظر إلى تفاوت توزيعها من حيث المكان أو الزمان وبالتالي لإرضاء المستهلك ولضمان طلباته يتوجب علينا وبل من الضروري استغلال أكبر قدر ممكن من الموارد المائية في المنطقة وذلك من خلال إنشاء سدود، وفي هذا السياق تندرج هذه الأطروحة والمتمثلة في عمل دراسة شاملة لسد بالإضافة إلى هياكله الملحقة، ببلدية تيلاطو ولاية باتنة وذلك لتلبية حاجيات المنطقة في مجال السقي وكذا الماء الشروب.

الكلمات المفتاحية : سد، خرسانة، الأساسات، الهياكل الملحقة، فيضان، استقرار

Résumé :

L'utilisation de la ressource en eau dans son état naturel s'avère difficile et délicate dans la mesure où elle varie beaucoup aussi bien dans l'espace que dans le temps. Ainsi pour satisfaire le consommateur et lui garantir sa demande, il est nécessaire, voire obligatoire d'exploiter le maximum de cette ressource à travers la réalisation des barrages et des retenues collinaires. C'est dans ce cadre-là que s'inscrit notre présente thèse qui consiste à faire une étude de faisabilité d'un barrage sur l'oued BERRICHE dans la commune de TILATO wilaya de BATNA, afin de satisfaire les besoins en irrigation et en eau potable de la région.

Mots clés : Barrage, béton, bassin versant, fondations, ouvrages annexes, crue, stabilité.

Abstract:

The use of water resources in its natural state is difficult and tricky since it varies greatly both in space and in time. Thus to satisfy the consumer and guarantee its requests, it is necessary or even mandatory to exploit the most of this resource through the construction of dams and small dams. Is within this framework that our present study fits, which consist in making feasibility study of a dam and its appurtenant structures on the river BERRICHE in the town of TILATO wilaya of BATNA, in order to fulfill the irrigation and water drinking requirements in the region.

Keywords: Dam, concrete, watershed, foundations, appurtenant structures, flood, stability.

Liste des tableaux :

Tab II.1 :Tableau récapitulatif des essais géotechniques effectués.....	12
Tab II.2 :Résultats des essais de perméabilité.....	13
Tab II.3 :Résultats des essais physico-chimique et géotechniques de la fondation.....	14
Tab II.4 :Résultats des analyses granulométriques des matériaux de constructions.....	15
Tab II.5 :Poids spécifiques des matériaux des zones d'emprunt N° 4 et 5.....	15
Tab II.6 :Valeurs des limites d'Atterberg des matériaux des zones d'emprunt N° 4 et 5.....	15
Tab II.7 :Valeurs des teneurs en eau obtenus par les essais Proctor.....	15
Tab II.8 :Caractéristiques géomécaniques des enrochements.....	16
Tab II.9 :Tableau récapitulatif des résultats des essais géomécaniques des matériaux fins.....	17
Tab III.1 : Tableau récapitulatif de calcul du temps de concentration.....	23
Tab III.2 : Distribution mensuel des paramètres climatique.....	24
Tab III.3 : Distribution mensuel de l'évaporation au site du barrage de K'SOB.....	26
Tab III.4 : Distribution mensuel de l'évaporation au site du barrage Berriche.....	26
Tab III.5 :Tableau récapitulatif des caractéristiques hydro-morphologiques et climatologiques du bassin versant de l'oued berriche au site du barrage Berriche.....	26
Tab III.6 : Caractéristiques des stations pluviométriques.....	30
Tab III.7 : Corrélation entre les pluies moyennes des différentes stations et leurs altitudes.....	31
Tab III.8 : Répartition mensuelle de la pluie moyenne annuelle à la station de Merouana.....	32
Tab III.9 : Répartition mensuelle de la pluie moyenne annuelle du bassin versant de l'oued Berriche au site du barrage Berriche.....	32
Tab III.10 :Pluies maximales journalières calculées pour différentes périodes de retour par la loi de Galton.....	35
Tab III.11 :Pluies de Temps Tc et leurs Intensités pour différentes périodes de retour.....	36
Tab III.12 : Apport moyen calculé par les différentes formules empiriques.....	37
Tab III.13 : Caractéristiques des deux bassin analogues.....	38
Tab III.14 : Tableau récapitulatif des caractéristiques de l'écoulement.....	40
Tab III.15 : Tableau du coefficient de variation par différentes formules.....	41
Tab III.16 : Apports fréquentiels au site du futur barrage.....	43
Tab III.17 : Tableau comparatif des paramètres statistiques au site du barrage.....	43
Tab III.18 : Répartition de l'apport moyen au site du barrage Berriche en %.....	45
Tab III.19 : Synthèse des résultats pour la détermination des crues fréquentielles par les formules empiriques.....	46
Tab III.20 : Débits maximums fréquentiels à la station de Chemorah.....	49
Tab III.21 : Débits maximums fréquentiels au site du barrage Berriche.....	50
Tab III.22 : Tableau récapitulatif des résultats de la méthode de SCS.....	51
Tab III.23 : Calcul de la décrue par la méthode de Sokolovsky pour différentes périodes de retour.....	52

Tab III.24 : Calcul de la décrue par la méthode de Sokolovsky pour différentes périodes de retour.....	53
Tab III.25 : Tableau des périodes de retours de la crue de projet selon le type du barrage.....	54
Tab III.26 : Période de retour de la crue de projet en fonction du type de l'ouvrage.....	55
Tab III.27 : Paramètre « K » pour différents degré de perméabilité du bassin.....	56
Tab III.28 : Paramètre « Z » en fonction du type d'érosion du sol.....	56
Tab III.29 : Résultats de calcul de transport solide par les formules empiriques.....	59
Tab III.30 : Tableau récapitulatif des besoins en eau dans la région d'étude.....	60
Tab III.31 : Répartition mensuelle de la demande en eau pour l'irrigation.....	60
Tab III.32 : Répartition mensuelle de la demande en eau potable.....	60
Tab III.33 : Répartition mensuelle de l'évaporation au site du barrage.....	61
Tab III.34 : Volume utile de la retenue pour différents coefficient de régularisation.....	62
Tab III.35 : Résultat de la méthode du bilan.....	65
Tab III.36 : Résultats de la méthode de Kotcherine.....	67
Tab III.37 : Résultats de la méthode de Muskingum.....	69
Tab IV.1 : Paramètres d'un déversoir standard en fonction de la pente du parement amont.....	78
Tab V.1 : Valeurs de la revanche selon les différentes formules.....	86
Tab V.2 : Résultats de calcul de la largeur en crête par les différentes formules.....	87
Tab V.3 : tableau récapitulatif des dimensions de la digue pour différentes largeurs de déversoir.....	89
Tab V.4 : Résultats de calcul de profil aval du déversoir pour les quatre largeurs.....	91
Tab V.5 : Résumé des différents paramètres de chaque variante de déversoir.....	91
Tab V.6 : Tableau donnant les dimensions et le nombre de piles pour chaque déversoir.....	93
Tab V.7 : Vitesses et hauteurs d'eau au pied de chaque déversoir de largeur Bd.....	94
Tab V.8 : Rayon du bec et distance d'impact pour chaque variante de déversoir.....	95
Tab V.9 : Hauteurs des parois latérales de chaque coursier de largeur Bd.....	96
Tab V.10 : Tableaux donnant le volume de la digue pour les différentes largeurs déversantes.....	97
Tab V.11 : Résultats de calculs du coût de la digue pour les différentes largeurs déversantes.....	98
Tab V.12 : Résultats de calculs du coût de l'évacuateur pour les différentes largeurs déversantes.....	99
Tab V.13 : Tableau récapitulatif des prix totaux.....	99
Tab V.14 : Tableau récapitulatif des caractéristiques de la digue et de l'évacuateur de crue pour la variante de déversoir choisie.....	99
Tab V.15 : Résultats de calcul de dimensionnement de la prise d'eau.....	102
Tab V.16 : Tableau récapitulatif des caractéristiques des conduites de prise d'eau.....	103
Tab V.17 : Tableau donnant le temps de vidange et le débit correspondant à chaque diamètre de la conduite de vidange.....	104

Liste des Figures :

Fig I.1 : Localisation du site du barrage.....	2
Fig I.2 : Courbe de niveau 920 m NGA pour les deux sites –a- amont et –b- aval.....	4
Fig II.1 : Configuration structuro-stratigraphique générale au site et à la cuvette du barrage.....	7
Fig II.2 : Direction générale de la structure géologique.....	8
Fig II.3 : Configuration géologique et hydrologique de la cuvette réservoir.....	10
Fig III.1 : Délimitation du bassin versant.....	19
Fig III.2 : Courbe Hypsométrique de la retenue.....	21
Fig III.3 : Variation mensuelle des caractéristiques climatiques.....	25
Fig III.4 : Carte évapométrique du nord Algérien.....	25
Fig III.5 : Carte de situation des stations pluviométriques.....	30
Fig III.6 : Carte pluviométrique du nord de l'Algérie.....	31
Fig III.7 : Répartition mensuelle de la pluie moyenne annuelle au site du barrage.....	32
Fig III.8 : Ajustement des pluies journalières maximales à la loi Gumbel.....	33
Fig III.9 : Ajustement des pluies journalières maximales à la loi Log Normal.....	34
Fig III.10 : Série des apports liquides de la station de Chemorah.....	38
Fig III.11 : Ajustement de la loi Log Normal à la série des apports de la station de Chemorah.....	41
Fig III.12 : Variation de la série d'apport au site du barrage Berriche.....	43
Fig III.13 : Série chronologique des crues observées à la station de Chemorah.....	47
Fig III.14 : Ajustement de la loi de Gumbel à la série des débits maximums de la station de Chemorah.....	48
Fig III.15 : Ajustement de la loi Log-Normale à la série des débits maximums de la station de Chemorah.....	49
Fig III.16 : Les hydrogrammes de crue probables au site du futur Barrage.....	53
Fig III.17 : L'hydrogramme correspondant à la crue de projet choisit.....	54
Fig III.18 : Courbe capacité-hauteur caractéristique de la retenue.....	59
Fig III.19 : Graphique de Kotcherine.....	65
Fig III.20 : Courbes de laminage de crue par la méthode de Muskingum pour différentes largeurs.....	67
Fig IV.1 : Profil d'un déversoir standard.....	78
Fig IV.2 : Les piles dans un déversoir.....	79
Fig IV.3 : L'évacuateur de crue du futur barrage.....	81
Fig IV.4 : Figure montrant les deux phases de dérivation de l'écoulement.....	81
Fig IV.5 : Coupe transversale dans le barrage montrant la vidange de fond.....	83
Fig IV.6 : Coupe transversale dans le barrage montrant le système de prise d'eau.....	84
Fig V.1 : Profil longitudinal à l'axe du barrage.....	88

Fig V.2 : Profil d'un déversoir WES.....	90
Fig V.3 : Tracé des profils de déversoir pour chaque largeur.....	92
Fig V.4 : Géométrie et dimensions de la pile en fraction de H_0	92
Fig V.5 : Saut de ski.....	94
Fig V.6 : Trajectoire du jet pour différents angles de sortie.....	95
Fig V.7 : Coupe transversale de l'évacuateur de crue incorporé dans le corps du barrage.....	100
Fig V.8 : Schéma explicatif de la méthode de calcul de temps de vidange.....	104
Fig VI.1 : Force agissant sur un barrage rigide.....	106
Fig VI.2 : Diagrammes de sous-pressions.....	107
Fig VI.3 : Profil de calcul de stabilité.....	108
Fig VI.4 : Coupe du barrage montrant le réseau de drainage horizontal.....	110
Fig VI.5 : Coupe l'longitudinale du barrage indiquant le réseau de drainage vertical.....	111
Fig VI.6 : Réduction des sous pressions par voile d'étanchéité et forages drainants.....	114
Fig VI.7 : Stabilité interne du barrage.....	114
Fig VI.8 : Méthode de Pigeaut.....	115
Fig VI.9 : Contraintes principales sur les parements amont et aval.....	119
Fig VI.10 : Courbes d'égale compression maximale.....	128
Fig VI.11 : Courbes isostatiques.....	130
Fig VI.12 : Lignes de glissement effectif.....	132

Sommaire

Introduction Générale	1
-----------------------------	---

Chapitre I : Généralités

Introduction.....	2
I.1. Localisation du site.....	2
I.2. Objectif du projet.....	3
I.3. Etude topographique.....	3
I.3.1. Conditions du choix du site.....	3
I.3.2. Choix du site.....	3
Conclusion.....	4

Chapitre II : Etude géologique et géotechnique

Introduction.....	5
II.1. Cartographie du site.....	5
II.2. Géologie régionale.....	6
II.2.1. Structure géologique de la région.....	6
II.2.2. Principales formations géologiques.....	6
II.2.3. Hydrogéologie de la région.....	7
II.3. Géologie du domaine d'étude.....	8
II.3.1. Structures géologiques du site et de la cuvette.....	8
II.3.2. Stratigraphie et lithologie du site et de la cuvette.....	9
II.3.3. Hydrogéologie de la cuvette.....	9
II.3.4. Géologie des rives.....	11
II.3.5. Stabilité des versants.....	11
II.4. Matériaux de construction.....	11
II.5. Etude géotechniques, résultats et interprétation.....	12
II.5.1. Programme des reconnaissances géotechniques.....	12
II.5.2. Résultats des essais et conclusions.....	13
II.5.2.1. Fondations.....	13
II.5.2.2. Matériaux de construction.....	15
II.6. Séismologie.....	17
Conclusion.....	18

Chapitre III : Etude hydrologique

Introduction.....	19
III.1. Présentation du bassin versant.....	19
III.1.1. Caractéristiques morphologiques.....	20
III.1.1.1. Paramètres géométriques	20
III.1.1.2. Paramètres du relief.....	20
III.1.2. Caractéristiques hydrographiques.....	22
III.1.3. Caractéristiques climatologiques.....	24
III.2. Analyse et critique des données.....	27
III.2.1. Indépendance.....	27
III.2.2. Homogénéité	28
III.2.3. Corrélation	29
III.2.4. Représentativité	29
III.3. Etude de précipitation.....	29
III.3.1. Précipitation moyenne annuelle.....	30

III.3.2. Précipitations maximales journalières	32
III.3.3. Pluies de courte durée.....	35
III.4. Les apports liquides.....	36
III.4.1. Apport moyen annuel.....	36
III.4.2. Caractéristiques de l'écoulement.....	39
III.4.3. Apports fréquents.....	41
III.4.4. Génération synthétique d'une série d'apports au site du barrage.....	43
III.5. Les crues.....	45
III.5.1. Estimation des débits maximums fréquents.....	45
III.5.2. Hydrogramme de crue au site du barrage.....	52
III.5.3. Choix de la crue de projet.....	54
III.6. Les apports solides.....	55
III.7. Régularisation.....	57
III.7.1. Courbe caractéristique de la retenue.....	58
III.7.2. Evaluation des besoins en eau.....	59
III.7.3. Evaluation des pertes.....	60
III.7.4. Calcul du volume utile.....	60
III.7.5. Régularisation interannuelle.....	62
III.8. Laminage des Crues.....	63
III.8.1. Description du phénomène.....	63
III.8.2. Principe de calcul.....	63
III.8.3. Méthode de KOTCHERINE.....	64
III.8.4. Méthode de MUSKINGUM.....	66
Conclusion.....	68

Chapitre IV : Choix de variantes du barrage et de ses ouvrages annexes.

Introduction.....	70
IV.1. Généralités sur les types des barrages.....	70
IV.2. Critères de choix d'un type de barrage.....	71
IV.3. choix de variante pour le barrage de Berriche.....	74
IV.4. Les ouvrages annexes.....	76
IV.4.1. Evacuateur de crue.....	76
IV.4.1.1. Typologie des évacuateurs de crue.....	76
IV.4.1.2. Principaux avantages et inconvénients.....	77
IV.4.1.3. Choix de l'évacuateur de crue.....	77
A- Déversoir.....	77
B- Coursier.....	79
C- Dissipateur d'énergie.....	80
D- Bassin de dissipation.....	80
IV.4.2. Dérivation provisoire.....	81
IV.4.3. Vidange de fond.....	82
IV.4.4. Prise d'eau.....	83
Conclusion.....	84

Chapitre V : Calcul hydraulique

Introduction.....	85
V.1. Dimensionnement de la digue.....	85
V.1.1. Hauteur du barrage.....	85
V.1.2. Largeur en crête.....	87
V.1.3. Pente des talus.....	88
V.2. Dimensionnement de l'évacuateur de crue.....	89
V.2.1. Section de déversement (déversoir).....	89
V.2.2. Coursier et bec déviateur (saut de ski).....	93
V.3. Etude d'optimisation.....	98
V.3.1. Calcul du coût approximatif de la digue.....	98
V.3.2. Calcul du coût approximatif de l'évacuateur de crues	100
V.4. Dimensionnement de la conduite de prise	102
V.5. Dimensionnement de la vidange de fond.....	105
V.5. Dimensionnement de la dérivation provisoire.....	107
V.5.1. Choix de la crue de dimensionnement.....	107
V.5.2. Dimensionnement de la galerie.....	107
V.4.3. Dimensionnement du batardeau.....	107

Chapitre VI : Etude et stabilité de barrage

Introduction.....	108
VI.1. Bilan des actions.....	108
VI.2. Calcul de stabilité.....	111
VI.2.1. Equilibre d'ensemble.....	112
VI.2.1.1. Stabilité au glissement.....	112
VI.2.1.2. Stabilité au renversement.....	117
VI.2.2. L'équilibre interne du barrage.....	118
VI.2.2.1. Méthode dérivée de la RDM.....	118
VI.2.2.2. Méthode de Pigeaut.....	120
A- Détermination des efforts élastiques.....	121
B- Variation des efforts élastiques : Les contraintes principales et le cisaillement effectif maximal	123
C- Contraintes sur les parements.....	125
D- Lignes caractéristiques.....	128
Conclusion.....	132
Conclusion Générale.....	133

Annexes

Références bibliographiques



Introduction Générale



Introduction générale :

L'eau est pour l'Algérie une ressource dont l'importance évidente est rehaussée par sa rareté.

Les ressources en eau constituent de plus en plus un élément stratégique dans le processus du développement socio-économiques du pays.

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

Aujourd'hui, la demande en eau a augmenté, ceci est dû à la croissance démographique et le développement social et économique, alors la moindre ressource hydrique fera l'objet d'une étude approfondie pour l'exploiter à fond. L'existence des petits oueds traversant plusieurs régions du pays a permis à l'Algérie de se pencher vers la construction des petits barrages.

Dans cette optique, la wilaya de Batna a bénéficié d'un projet de construction d'un barrage réservoir dans la commune de Tilatou, intitulé Barrage de Berriche.

Notre étude fait l'objet de la faisabilité d'un barrage sur l'oued BERRICHE dans le but d'exploiter les eaux du bassin versant de cet oued de manière à satisfaire les besoins en eau potable et d'irrigation de la région.



Chapitre I :

Généralités



Introduction

D'une manière générale, le choix de l'emplacement d'un barrage se fait par étapes en opérant une sélection parmi les sites candidats de moins en moins nombreux selon des considérations géologiques, géotechniques, hydrauliques et topographiques.

I.1. Localisation du site

Le site du barrage Berriche et sa cuvette correspondante sont situés sur l'oued du même nom, qui prend source depuis les sommets du versant septentrional du djebel Tebaga (Belezma) ; commune de Tilalo ; daïra de Ain Touta sud-ouest de la wilaya de Batna.

D'un point de vue géographique, les gorges de Berriche occupent une position presque médiane entre les deux communes d'Ouled Aouf au nord et de Tilatou au sud. Les accès y sont ainsi possible depuis les deux localités : chefs-lieux communaux.

Depuis l'amont, une piste agricole plus ou moins carrossable rapproche jusqu'à environ 3km du site de manière privilégié sur tout point de vue, l'accès est meilleur à partir de l'axe routier reliant Ain Touta à Barika (RN28) ; où 2Km à la sortie ouest de la cimenterie, en suivant la route asphaltée de Ghassrou, les gorges de Berriche sont située à 6Km du pont du chemin de fer. On peut donc dire que le site présente une situation géographique très avantageuse.

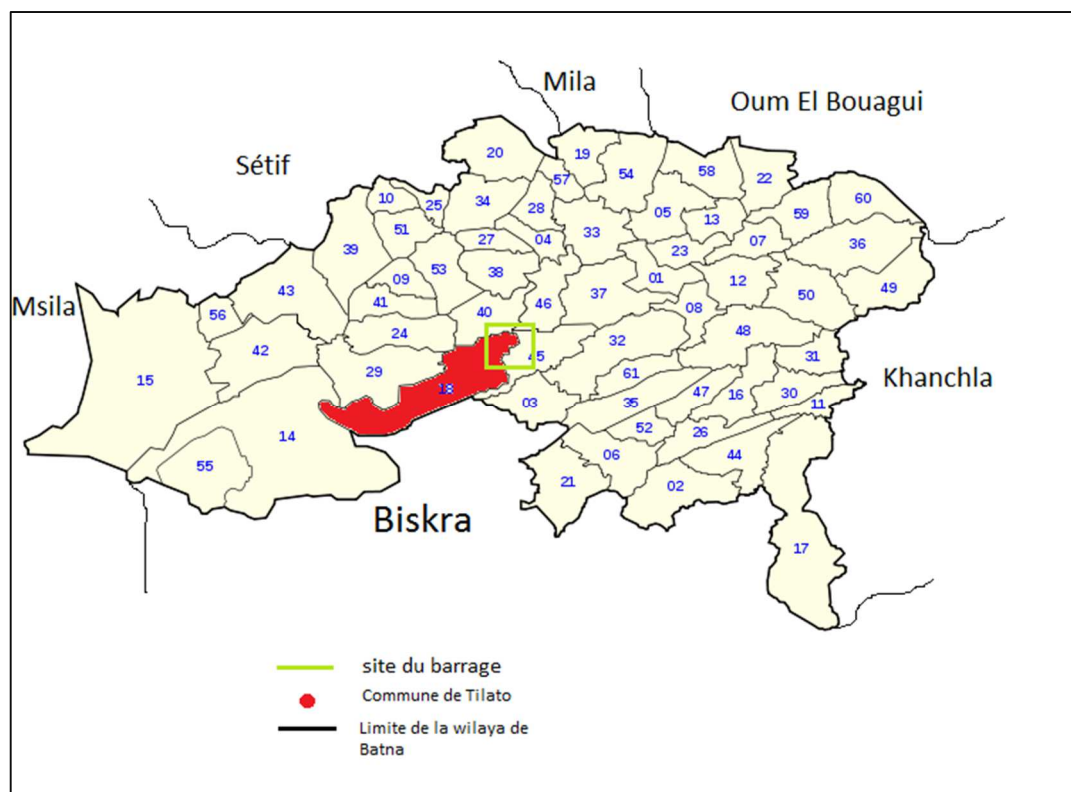


Fig I.1: Localisation du site du barrage.

I.2. Objectif du Projet

Dans le cadre de l'aménagement et le développement rural de la région de Tilato et dans le but de valoriser les eaux de l'oued Berriche, s'inscrit le projet de réalisation d'un barrage au niveau de ce même oued.

L'objectif de ce futur barrage est de répondre à la demande en eau dans la région de Ain Touta destiné à l'irrigation des terres agricoles et à l'approvisionnement en eau potable.

I.3. Etude topographique

L'étude du projet d'un barrage est toujours précédée par une étude topographique dont elle aussi s'inscrit dans le cadre d'une étude préliminaire, où le but principal est d'avoir la possibilité de se prononcer sur l'aptitude topographique à piéger la quantité d'eau suffisante qui répond aux différents besoins hydrique de la région en question, et de positionner au mieux l'axe du barrage.

I.3.2. Conditions du choix d'un site

Du point de vue topographique, il convient de trouver un site qui répond à la fois :

- Aux besoins en fournissant un volume d'eau suffisant
- Un resserrement de la gorge liant les deux rives pour réduire de manière significative le volume du barrage
- Un site apte à l'emplacement des ouvrages annexes
- Aux conditions d'exploitation les meilleurs en se trouvant à proximité des différents accès routiers.

I.3.3. Choix du site

Le choix final du site d'implantation du barrage et de la retenue s'est appuyé sur une étude comparative entre deux solutions d'implantation : « amont » à l'entrée des gorges avec les coordonnées MTU Fuseau 31 sont : $X=752,925$ $Y= 3919,875$ $Z=896$ m NGA et « aval » à la sortie des gorges, distant de quelques centaines de mètres du premier et dont les coordonnées sont $X=752,65$ $Y= 3919,663$ $Z=888$ m NGA.

Cette comparaison a montré que pour une même hauteur du barrage, le volume utile de la retenue au site amont est nettement supérieur à celui du site aval, ainsi que le volume régularisé. Par conséquent, l'amortissement des crues au site amont sera faite avec des hauteurs d'eau inférieurs à celles du site aval pour des mêmes conditions hydraulique de déversoir

Cela est dû au faite que les deux sites partagent la même cuvette et que le site amont se situe à une altitude supérieure à celle du site aval. Les figures suivantes montrent la différence entre les deux sites.

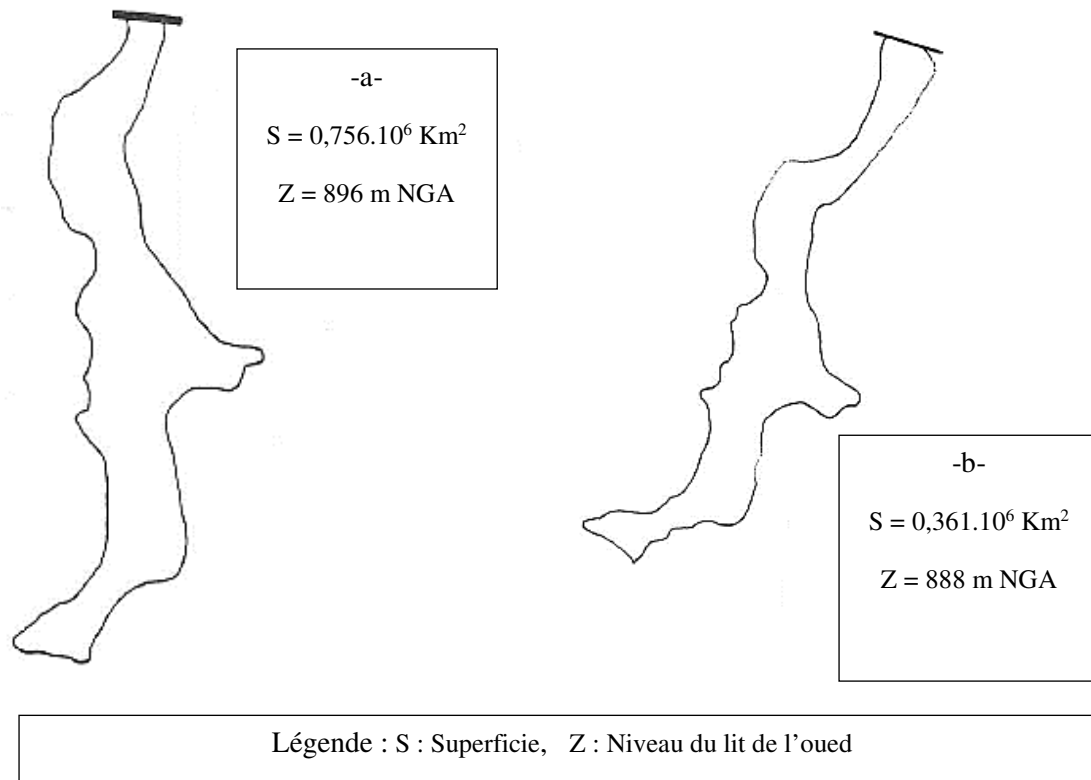


Fig I.2 : Courbe de niveau correspondante à la crête du barrage pour les deux sites -a- amont et -b- aval.

Conclusion

En conclusion de ce qui précède et sur la base des conditions topographiques, on constate que le site favorable pour la réalisation d'un barrage sur l'oued Berriche qui remplit les critères du choix d'un site de barrage est bien le site amont dont les coordonnées MTU Fuseau 31 sont :
 $X=752,925$ $Y= 3919,875$ $Z=896 \text{ m NGA}$



Chapitre II :

*Etude géologique et
géotechnique*



Introduction :

Les études géologiques et géotechniques établis sur le site du futur barrage nous permettent de se prononcer sur la faisabilité du projet et de recommander les types des ouvrages les mieux adaptés à implanter, en fonction de la nature du sol et de ces caractéristiques, ainsi que la disposition en qualité et en quantité des matériaux de construction au voisinage du site.

L'intérêt de l'étude est donc de répondre aux questions concernant :

- ↳ La stabilité mécanique du barrage, l'étanchéité de son corps et de la cuvette ;
- ↳ La résistance de la fondation, son étanchéité et les traitements nécessaires.

II.1. Cartographie du site : [D]

Le relief régional majeur orienté est-ouest, est constitué de trois chaînes montagneuses : Guernet (1160m), djebel Ktef Deba (1270m) et djebel Tebaga (1270m).

Entre ces deux derniers massifs, l'intense érosion par les eaux d'oued Berriche engendre un profond encaissement de la gorge.

En ce lieu les rives sont rocheuses, symétriques et les pentes sont raides ($\alpha=60^\circ$ environ) et forme un V sur toute la longueur de la vallée.

Au niveau de l'axe du barrage, la largeur de l'oued est de 50 m environ et le lit est complètement obstrué par d'énormes blocs et rochers de nature calcaire dus aux chutes à partir des sommets des deux rives.

L'essentiel du relief est constitué par de larges affleurements, durs, cohérents, de roches calcaréo-marneuses agencés sous forme de cuestas¹ et de combes², individualisées, bien perceptibles sur les rives.

A la sortie supérieure des gorges, s'amorce un évasement brusque des reliefs de bordures délimitant ainsi une cuvette fermée à pente générale douce et régulière, si ce n'est quelques rares rehaussements topographiques dus aux pointements en saillie de bancs calcaires durs, en forme de véritables murailles maçonnées, que l'on rencontre au fur à mesure que l'on se rapproche de la localité d'OuladAouf.

¹**Cuestan**. f. [mot espagnol signifiant pente] : Relief dû à l'érosion d'une couche dure à pendage modéré et montrant une pente faible sur le dos de la couche, du côté du pendage (revers), et une pente forte du côté inverse, là où la couche a été tranchée par l'érosion (front).

²**Comben**. f. [mot gaulois] : Dépression creusée par l'érosion au cœur d'une voûte anticlinale dont les couches dures superficielles ont été enlevées et montrent des couches tendres sous-jacentes.

Quant à l'oued, il conserve un cours très étroit, faiblement sinueux parallèle à la rive gauche. Latéralement, l'enceinte de la cuvette n'est traversée que par quelques petits affluents dont le plus significatif est celui de l'oued Tiremlit qui rejoint l'oued Berriche à 150 m à l'amont de l'axe du barrage.

II.2. Géologie régionale [D]

II.2.1. Structure géologique de la région

L'analyse géologique régionale affirme que la structure globale de la région est un vaste anticlinal dont la crête est orientée Est-Ouest.

Au plan tectonique, cette structure est fortement hachée de failles verticales à faible rejet et de direction dominante NNW-SSE à NW-SE.

II.2.2. Principales formations géologiques :

Les principales formations géologiques identifiées sont de nature très variable particulièrement au sud de l'anticlinal, elles sont relevées sur la base d'une coupe NS traversant l'anticlinal, où on distingue essentiellement :

- De larges affleurements de terrains Crétacé d'âge Cénomaniens moyen jusqu'au Turonien avec une lithologie très hétérogène verticalement, constitué de la base au sommet :
 - Des calcaires blancs à passées marneuses ;
 - Des dolomies saccharoïdes ;
 - Des calcaires rudistes ;
 - Des alternances calcaréo-marneuse.
- Des dépôts Miocènes reposant sur la formation supérieure du Crétacé caractérisés par des brèches, des conglomérats et des marnolites rouges, avec un pendage sensiblement horizontal.
- Des dépôts plus récents d'âge Quaternaire le long du cours de l'oued Berriche, constitués de conglomérats et d'argile sableuse dans la partie supérieure du bassin, et des éléments très grossiers prédominant le lit de l'oued en allant vers l'aval.

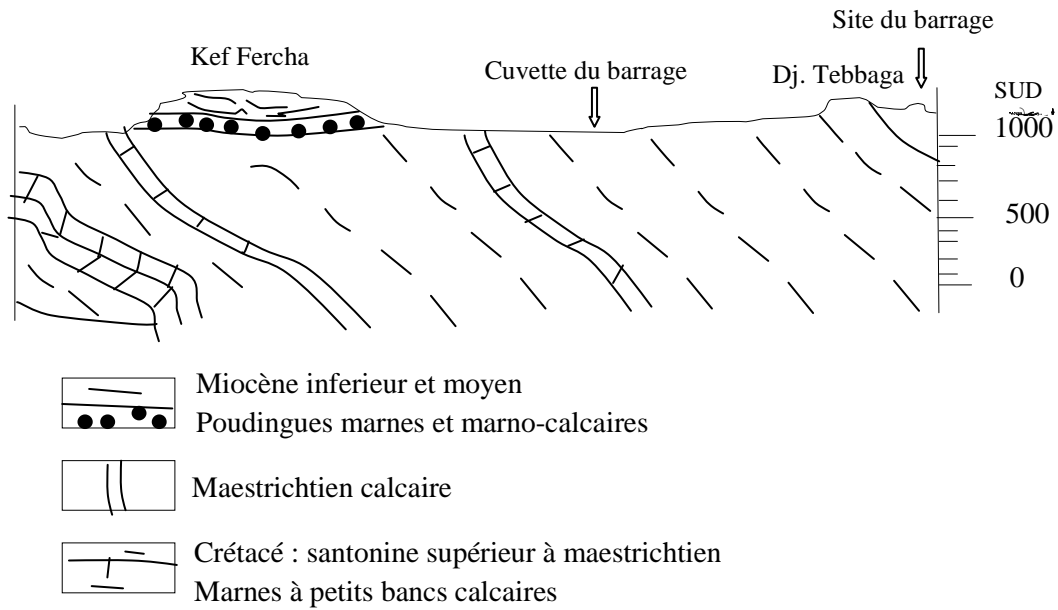


Fig II.1 : Configuration structuro-stratigraphique générale au site et à la cuvette du barrage
Extrait de la carte géologique « Les Tamarins – Echelle 1/50000 ».

II.2.3. Hydrogéologie de la région :

Le fonctionnement hydrogéologique général dans la région reste non défini jusqu'à présent par ce qu'il n'y a pas eu encore des essais de perméabilité dans ce site

Compte tenu des litho-faciès observés, l'existence des nappes est limitée aux aquifères calcaires dont la fissuration et les joints de stratification privilègent la circulation et la rétention des eaux.

On relève la prédominance des alternances à bancs marneux, souvent fréquents dans la cuvette ; et qui constitue un critère hydro lithologique défavorable à l'écoulement vu leurs imperméabilités.

L'observation de terrains a mis en évidence l'apparition de petites sources issues des calcaires tel que Ain Tiremlit sur le versant droit de la cuvette du barrage.

En conclusion, en égard à toutes ces considérations préliminaires ayant trait au facteur perméabilité des roches en places, il revient aux essais d'eau de type Lugeon, de conclure sur le degré de fissuration souterraine des calcaires, particulièrement au site et aux rives de l'axe récepteur du barrage.

II.3. Géologie du domaine d'étude. [D]

II.3.1. Structures géologiques au site et dans la cuvette :

La structure géologique du bassin de l'oued Berriche a été bien définie dans l'étude régionale précédente, il est important de signaler que notre aire d'étude n'occupe qu'une infime partie du flanc méridionale.

L'inclinaison des bancs concordants dans la cuvette, est de 54° SSE alors qu'au site du barrage des variations sont relevées : l'angle du pendage oscille entre 36 et 63° SSE et atteint exceptionnellement 72° à la sortie aval des gorges.

Nous retiendrons que malgré le pendage théoriquement défavorable, le risque de glissement dit "banc par banc" de la structure sous l'effet du poids de l'ouvrage et des poussées, est exclu compte tenu de la nature des roches en place et de l'ancrage très profond de ces assises.

La direction des bancs est sensiblement uniforme $-N 280^\circ$ -, aussi bien dans l'assiette du barrage qu'à hauteur de la cuvette. Par contre, on observe un net changement de direction sur les points hauts de la rive droite, leur orientation devient $N300^\circ - 320^\circ$.

La structure traverse l'axe de l'oued tantôt parallèlement, tantôt obliquement, la figure ci-dessous en donne une représentation :

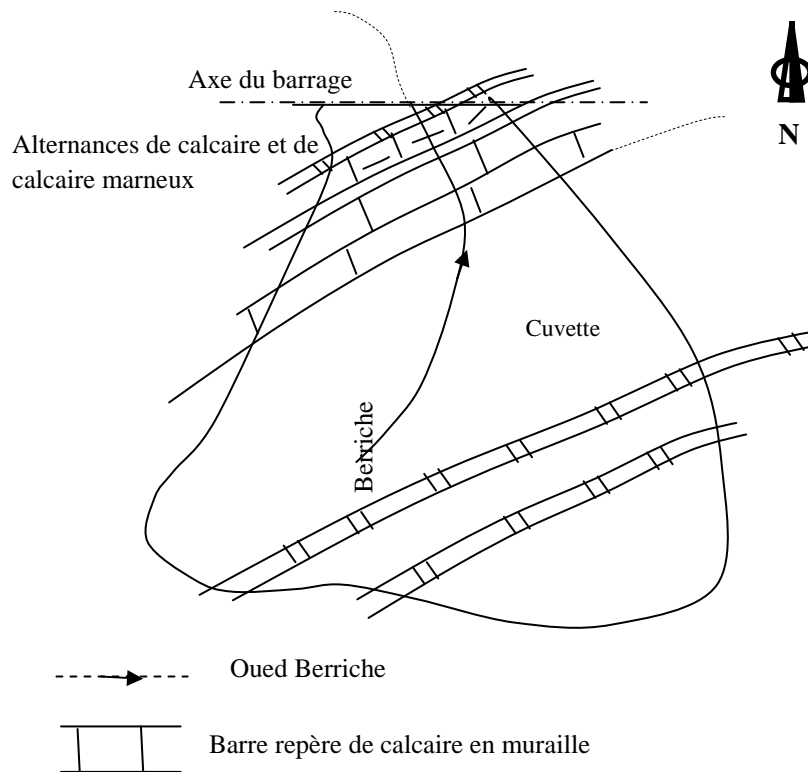


Fig II.2 : Direction générale de la structure géologique

Le site et la cuvette ne sont affectés par aucune faille. A l'inverse, on constate une fracturation superficielle intense mais espacée. Au site, les fissures relevées sur les bancs calcaires d'épaisseur métrique sont distantes de 2 à plusieurs décimètres.

II.3.2. Stratigraphie et lithologie du site et de la cuvette

Au site du barrage, on distingue deux termes morphologiques se reliant dans le relief : il ya une alternance de combes et de cuesta respectivement correspondantes à des calcaires marneux et de bancs de calcaire dur beaucoup plus insensible à l'érosion.

les formations géologiques sont représentées, de manière prédominante, par des marnes associées à des petits bancs calcaires d'âge très probablement Santonien supérieur à Crétacé.

Dans la partie supérieure de la cuvette, de barres calcaires en forme de murailles en saillis témoignent nettement de la direction générale de toute la structure géologique de la région d'étude. Un niveau relativement tendre, marneux, vient s'intercaler sur une épaisseur de 6m.

On note que la cuvette est recouverte soit par des éboulis de pente, des colluvions ou des terrasses alluviales à proximité des deux oueds : Tiremli en rive droite et Berriche en rive gauche.

II.3.3. Hydrogéologie de la cuvette

L'étude géologique et les observations du site (reconnaissance et collecte de données sur les forages et puits existants dans la cuvette et sa périphérie) permettent de distinguer deux aquifères d'importance inégale :

- La nappe des alluvions des oueds, peu développée en épaisseur et faiblement sollicitée comme en témoigne les quelques puits à grand rayons et où le niveau statique de la nappe se situe à environ 2,5m de profondeur par rapport au sol de la berge gauche du oued Berriche. Ces points d'eau se trouvent à 400m environ à l'amont de l'axe du barrage.
- La nappe discontinue des calcaires fissurés, mise en production par quelques forages destinés à l'irrigation et même à l'alimentation en eau potable.

La fréquence importante des bancs marneux imperméables constituent des écrans successifs étanches. Il s'agit donc d'une succession de petites nappes individualisées sans communication entre elles, ce qui est confirmé par le faible débit d'exploitation.

Les seules pertes possibles se feront probablement à travers la fissuration superficielle des seules calcaires, quand ces derniers seront au contact des eaux retenues.

Par voie de conséquence, on estime qu'avec la réduction (fermeture) en profondeur de la fissuration, le colmatage et la saturation des ouvertures superficielles peuvent être rapidement

atteinte. De plus la couverture colluvionnaire argilo-limoneuse peu perméable de la cuvette réduirait dans une large mesure le risque de percolation et atténuerait les pertes potentielles des réserves.

Au niveau de la rive gauche, la structure est quelque peu inquiétante avec des bancs calcaires ayant des épaisseurs importants et des fracturations visiblement intenses et un pendage vers l'aval.

D'autre part, la présence avantageuse sur de larges surfaces des bancs pratiquement étanches dans le même massif et la faible hauteur inondée, réduirait considérablement le risque de pertes d'eau de la retenue.

On retiendra alors que les travaux d'étanchéisation seront limités au niveau des bancs calcaires exposés à l'eau.

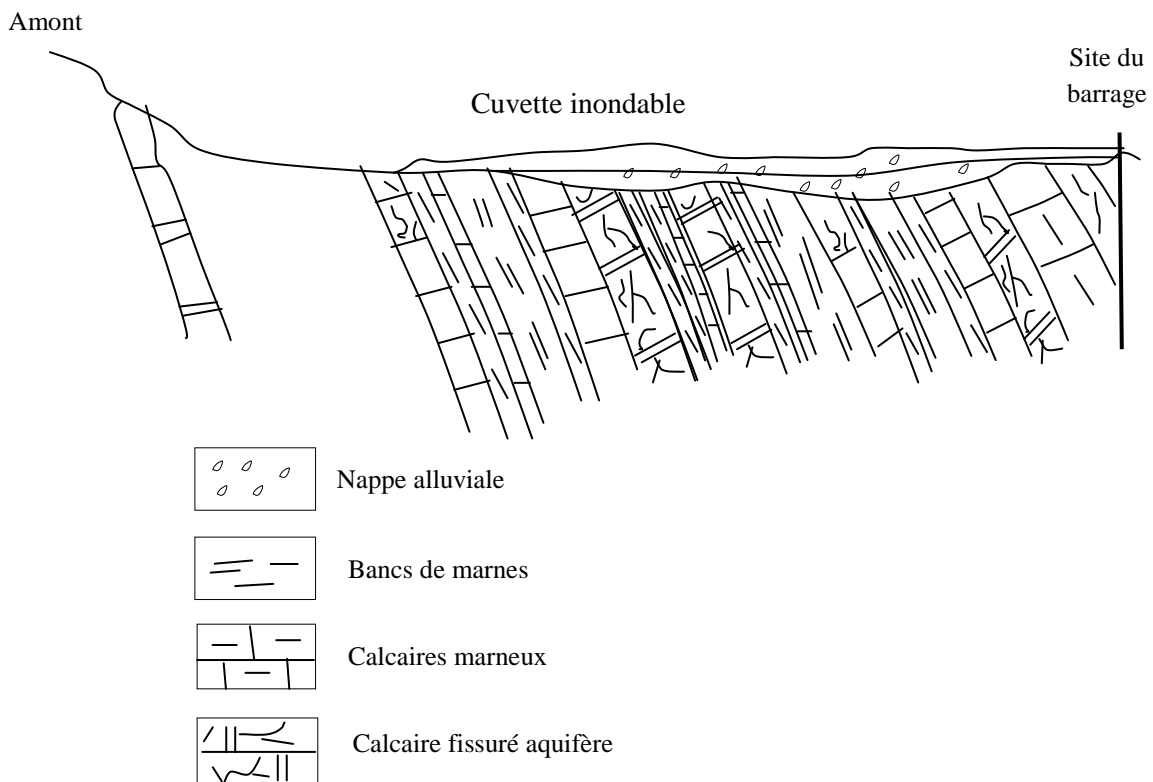


Fig II.3 : Configuration géologique et hydrologique de la cuvette réservoir.

II.3.4. Géologie des rives :

L'uniformité et la constante monotonie de la structure géologique dans la région, se retrouve identiquement au niveau des deux rives de l'oued.

La continuité des bancs calcaires et calcaires marneux, est évidente entre les rives, cette identité de structure, en direction et pendage, engendre donc une répétition en terme lithologique et une concordance des affleurements.

On rappellera ici la forte consistance des roches affleurantes : ce qui rendra certainement très difficile toute excavation éventuelle.

II.3.5. Stabilité des versants :

Sur la rive gauche, on observe de gros blocs très fréquents proviennent des affleurements calcaires dont ceux qui atteignent le lit de l'oued sont rares, par contre, dans la partie haute du site, les bancs calcaires sont découpés et très instables pour les deux versants. Pour la sécurité de l'ouvrage, les dispositions à prendre consiste à éliminer tout risque de chute.

II.4. Matériaux de construction :

En prévision de l'étude d'une variante de barrage avec usage de matériaux naturels locaux, il a été procédé, à une distance raisonnable du site, à une prospection de ces matériaux, en vue de les caractériser pour une éventuelle exploitation.

- Enrochements et granulats : La configuration calcaireuse de la région, offre une grande possibilité d'exploiter les bancs de calcaire pour deux destinations éventuelles : la confection de blocs pour le rip-rap du barrage et la production de granulats et d'agrégats de toutes dimensions.

Pour des raisons d'accessibilité et de proximité, trois zones ont été retenues ; deux zones (Zone1, Zone3) se situent en rive droite à quelques centaines de mètres à l'aval de l'axe du barrage et une zone (Zone 2) en rive gauche à l'aval des gorges.

- Matériaux argileux : toutes les zones potentielles d'emprunt de ces matériaux sont situées à l'aval du barrage, essentiellement sur les rives et berges de l'oued de Berriche.

Le choix apporté en définitif sur deux zones accessibles, non accidentées situées au lieu dit "draa LegNater ", sur le talus droit délimitant la piste goudronnée menant vers Ghassrou.

La zone 4 a été prospectée par trois fouilles (F1-F2-F3) et la zone 5 par trois tranchées (F4-F5-F6).

II.5. Etude géotechnique, résultats et interprétation

II.5.1. Programme des reconnaissances géotechniques :

Après analyse des critères de faisabilité du barrage (topographie, géologie, hydrogéologie...) il ressort que les investigations à mener ne sont pas trop importantes.

Pour les fondations, il s'agit de trois sondages (SB1-SB2-SB3) inclinés vers l'amont, implantés de manière linéaire dans l'axe de la digue de sorte à étudier et les appuis et les assises de fondation de l'ouvrage, qui atteignent respectivement les profondeurs (40-30,6-35,2m). Et des essais d'identifications des matériaux.

Les reconnaissances et la description visuelle des matériaux se sont déroulées au fur et à mesure de l'ouverture des fouilles, dont la profondeur varie de 1,5 à 2,2 m.

L'analyse des caractéristiques physiques et mécaniques est établie sur la base d'un échantillonnage suffisant des matériaux des tranchées.

Les matériaux d'enrochement ont fait l'objet d'un ramassage manuel de blocs de roche à la surface des affleurements.

L'ensemble des essais effectués sont récapitulés dans le tableau suivant :

Fondation	Perméabilité	Essais de type Lugeon	SB 1	07
			SB 2	06
			SB 3	05
Portance	Résistance mécanique R_t, R_c		/	
	Analyses physico-chimique		/	
Matériaux de construction	Enrochements	Essais Brésilien		03
		Essais Deval		03
		Essais de compression simple ³		03
	Couverture colluvionnaire	Analyse granulométrique		05
		Analyse sédimentométriques		05
		Essais Proctor normal ou modifié		03
		Teneur en eau naturelle		03
		Paramètres de densité $\gamma_h, \gamma_s, \gamma_d$		03
		Limites d'Atterberg LL ET LP		03
		Indices de plasticité		03
		Essais de cisaillement		03
		Degré de saturation		03
		Indice de consistance		03

Tab II.1 : Tableau récapitulatif des essais géotechniques effectués.

II.5.2. Résultats des essais et conclusions

II.5.2.1. Fondations :

➤ **Classification et identification des matériaux**

L'ouvrage reposera sur au plus deux termes lithologiques compacts, durs : il s'agit du calcaire cristallin gris et du calcaire marneux plus tendre.

L'observation in-situ montre que ces affleurements sont superficiellement altérés avec formation d'un mince encroutement de couleur sombre. Pour les calcaires cette altération laisse classer la roche dans la catégorie II ou III correspondant aux termes SW ou NW de la nomenclature établie par la Société Internationale de Mécanique des Sols.

➤ **Résultats des essais de perméabilité :**

Les résultats obtenus, dans chaque sondage sont récapitulés ci-dessous, les quantités sont données en litres par minute et par mètre de terrain.

Profondeur d'essais	SB1	SB2	SB3
2 à 7 m	/	148	/
2 à 10 m	1,2	4,5	/
10 à 15 m	3,5	5,8	1,5
15 à 20 m	2,6	6	1,8
20 à 25 m	10,6	141,8	195
25 à 30 m	2	6,3	186
30 à 35 m	3,3	/	196
35 à 40 m	9,6	/	/

Tab II.2 : Résultats des essais de perméabilité.

➤ **Résultats des essais physico-chimiques et géotechniques de la fondation :**

Les résultats de l'analyse chimique attestent qu'il s'agit de calcaire, le pourcentage des autres éléments chimiques, les valeurs pondérales et de résistance mécanique des matériaux sont récapitulés dans le tableau suivant :

Carbonate de calcium CaCO ₃	77- 84 – 92 %
Sulfate	< 0,5 %
Silice	Rive gauche : 6%
	Rive droite : 1,5 %
Porosité	3 - 4 %
Densité humide	$\gamma_h = 2,62$
Densité sèche	$\gamma_d = 2,59$
Résistance à la traction Rt	Rive gauche : 79 bars
	Rive droite : 243 bars
	Axe de l'oued : 132
Résistance à la compression RC	Rive gauche : 423 bars
	Rive droite : 564 bars
	Axe de l'oued : 299 bars

Tab II.3 : Résultats des essais physico-chimique et géotechniques de la fondation

➤ **Conclusions :**

Les matériaux récepteurs de l'ouvrage présentent une consistance suffisante pour supporter l'ouvrage à projeter, en plus d'une continuité et d'une identité des faciès entre les rives et l'axe central de la vallée.

Le matériau calcaire est dur à très dur, parfois siliceux, très peu sulfaté, dense et pratiquement sans altération dès les premiers mètres forés. Sa porosité est très négligeable.

D'une manière générale, le coefficient de perméabilité oscille entre 10^{-6} m/s et 10^{-9} m/s. Les plus fortes perméabilités sont rencontrées en rive gauche, au-delà de 20 m de profondeur. Les valeurs calculées sont de l'ordre de 2.10^{-6} m/s, correspondant à des terrains moyennement perméables.

Dans l'axe central, le même ordre de perméabilité est enregistré en subsurface soit de 2 à 7 m de profondeur et puis entre 20 et 25m.

Dans le massif de la rive droite, la perméabilité est jugée faible avec des valeurs comprises entre 10^{-8} et 8.10^{-9} m/s.

Dans la masse même des formations étudiées la perméabilité est faible à très faible voire imperméable.

II.5.2.2. Matériaux de construction

➤ **Résultats d'identification des matériaux**

▪ **Analyse granulométrique :**

Zone d'argile	20-2mm en%			2-0,2 mm en%			0,2-0,02 mm en%			0,02- 0,002 mm			< à 0,002 mm en%		
	min	max	moy	min	max	moy	min	max	moy	min	Max	moy	min	max	moy
N°4	0	4	2	3	14	8	24	40	32	10	25	15	37	50	44
N°5	3	12	7	4	9	6	26	32	30	12	20	10	30	65	45

Tab II.4 : Résultats des analyses granulométriques des matériaux de constructions.

▪ **Valeurs pondérales des matériaux :**

	Poids spécifique (t/m ³)
ZONE N°4	2,66—2,69—2,75—2,66—2,73
ZONE N°5	2,80—2,68—2,70

Tab II.5 : Poids spécifiques des matériaux des zones d'emprunt N° 4 et 5.

▪ **Limites d'Atterberg :**

	ZONE N°4					ZONE N°5		
Limite de liquidité (W _L)	56,5	57,8	51,8	47,6	48,1	52	49,9	52,2
Limite de plasticité (W _p)	25,73	24,47	30,15	25,62	22,66	27,94	22,9	28,9
Indice de plasticité (I _p)	30,77	27,33	21,65	21,98	25,44	24,06	26,9	26,3

Tab II.6 : Valeurs des imites d'Atterberg des matériaux des zones d'emprunt N° 4 et 5.

▪ **Essais Proctor :**

	Ech 1	Ech 2	Ech 3	Ech 4	Ech 5	Ech 6	Ech 7	Ech 8
teneur en eau naturelle W _{nat} (%)	11,5	9,57	10,6	10,57	7,17	12,96	9,49	11,67
teneur en eau optimum W _{opt} (%)	*	14,10	15,5	13,9	11,2	12,6	13,9	13,5
Densité sèche γ _s (t/m ³)	*	2,69	2,75	2,66	2,73	2,80	2,68	2,70

Tab II.7 : Valeurs des teneurs en eau obtenus par les essais Proctor.

Avec :* : Echantillon intact de faible quantité.

➤ **Caractéristiques géomécaniques :**

En résumé, les caractéristiques géo-mécaniques des matériaux de construction sont présentés dans les deux tableaux suivants :

▪ **Matériaux argilo- sablo-limoneux**

Zone d'argile N°5			Zone d'argile N°4				N° de la tranchée	Profondeur (m)	Perméabilité (m/s)	Perméabilité
7	6	5	4	3	2	1				
1,6	1,5	1,5	1,5	1,9	2	2				
$6,05 \cdot 10^{-9}$	$5,25 \cdot 10^{-9}$	$4,62 \cdot 10^{-9}$	$1,33 \cdot 10^{-9}$	$6,91 \cdot 10^{-9}$	$4,57 \cdot 10^{-9}$	$4,1 \cdot 10^{-9}$				
0,026			0,017 – 0,026 – 0,062				Coefficient de gonflement Cg		Essai œdo-métrique	
0,6			0,55				C (bar)		Essais triaxiaux	
0,5			0,55				C (bars)			
16			14				φ°			
26			15				φ°			
29			19				CU	φ°	Cisaillement directe	
7			1,7				UU			
18			18				CD			
0,24			0,9				CU	C		
1,32			1,1				UU			
0,88			0,25				CD			

Tab II.8 : Tableau récapitulatif des résultats des essais géomécaniques des matériaux fins.

▪ **Enrochements :**

	Densité humide $\gamma_h(t/m^3)$	Rc à l'état sec (bars)	Porosité (%)
ZONE 1	2,61	408	3,3
ZONE 2	2,69	204	0,3

Tab II.9 : Caractéristiques géomécaniques des enrochements.

Conclusions

D'après l'analyse granulométrique des deux zones d'emprunt, la classification à donner au matériau est une argile sableuse faiblement limoneuse.

Les résultats de l'analyse pondérale des matériaux attestent une masse volumique appréciable et une homogénéité des matériaux des deux zones d'emprunt.

Les limites d'Atterberg montrent qu'il s'agit de sols moyennement plastiques à plastique et toutes les valeurs sont comprises dans les limites acceptables usuellement adoptées.

Comparativement aux valeurs de W_e nat, les résultats des essais Proctor définissant les valeurs de W_{opt} , on conclut que l'arrosage de remblai à compacter est nécessaire.

La perméabilité définie est très acceptable de l'ordre de 10^{-9} m/s. Les sols sont donc pratiquement imperméables et pouvant être utilisés comme noyau de la digue.

Les matériaux argileux identifiés sont peu à moyennement compressibles et peu gonflants pour l'ensemble de la zone N°4. Concernant la zone N°5, la partie centrale semble la plus intéressante.

Les résultats obtenus quant à l'angle de frottement et à la cohésion correspondent à des sols de moyennes caractéristiques mécaniques.

II.6. Séismologie

L'analyse des chroniques séismologiques recensées pour la région d'étude et ses environs montre que plusieurs tremblements de terre s'y sont épisodiquement manifestés dans le temps. En effet le site du barrage lui-même appartient à un vaste domaine géologique fortement tectonisé, caractérisé par un plissement des structures et un important réseau de failles. Il s'agit des chaînes de l'Atlas Saharien où plusieurs foyers de séisme, plus ou moins intenses, ont été enregistrés.

On relèvera cependant à travers l'historique que la région n'a pas connu de violents séismes. Les intensités maximales enregistrées varient de II à VI, alors qu'un seul séisme d'échelle IV a affecté la localité d'Ain Touta (la localité la plus proche du site du barrage) et qui a été ressenti sur un rayon de 24 Km.

A la base de ces considérations, nous retenons possible le risque d'un séisme d'intensité moyenne pendant la période de vie du barrage. Il y a lieu ainsi d'en tenir compte pour concevoir une bonne stabilité du barrage en assurant un coefficient de sécurité suffisant.

Conclusions et recommandations :

La faisabilité d'un barrage sur l'oued Berriche repose sur les conclusions et recommandations suivantes :

Les dispositions constructives sont avantageuses. Néanmoins, la dureté de la roche, particulièrement en rive gauche, rendra les excavations et les entailles difficiles.

Dans la partie centrale de la vallée, les dépôts alluvionnaires d'épaisseurs très négligeables sont à excaver totalement pour dénuder le substratum.

L'assise de la fondation de par sa portance et son homogénéité ne laisse poser aucun problème de tassement ou de glissement pouvant compromettre la stabilité de l'ouvrage.

D'un point de vue étanchéité du site, les résultats obtenus témoignent l'existence d'une fissuration drainante mais peu développée localisée à des profondeurs aléatoires.

Néanmoins, ce résultat reste méfiant car le nombre de sondages effectué est jugé insuffisant (uniquement 3) pour avoir une idée claire sur la perméabilité verticale.

Des travaux plus poussés de délimitation des discontinuités drainantes sont recommandés dans un but d'étanchéisation par voile continu du site.

A l'issue de l'étude menée sur les matériaux de construction locaux, il ressort que les enrochements sont disponibles en quantité et en qualité, par contre, le volume des matériaux argileux estimé des zones N°4 et N°5 est jugé insuffisant, d'où la nécessité de rechercher d'autres zones d'emprunt.

Quant aux alluvions, les conditions d'exploitabilité du lit de l'oued ne sont pas les meilleurs ni en qualité ni en quantité et la recherche d'une sablière dans l'espace communale s'impose.

De façon générale on peut dire que le site choisi est favorable pour l'implantation du barrage du point de vue topographique et géologique.



Chapitre III :

Etude hydrologique



Introduction

L'objet de la présente étude est de fournir les éléments hydrologiques indispensables pour le dimensionnement des différentes parties de notre ouvrage ainsi que la détermination des potentialités en eau du bassin versant de l'oued Berriche pour mieux planifier l'exploitation de cette ressource et satisfaire les besoins en eau de la région.

III.1. Présentation du bassin versant

Le bassin versant de l'oued Berriche est situé dans la partie Nord Est du grand bassin versant de Chott El Hodna (code ANRH « 05 »), ses limites topographiques de partage des eaux sont formées par une série de sommets ; Djebel El Mhasseur au Nord, les monts de Belezma à l'est, Djebel Tebaga et Djebel Ketef Deba au Sud, et Djebel Ech Chetfa à l'Ouest.

Le contour du bassin versant de l'oued Berriche a été déterminé sur la carte topographique à l'échelle 1/25 000, en suivant la ligne conventionnelle de partage des eaux. La Figure suivante présente la délimitation du bassin.



Fig III.1 : Figure montrant la délimitation du bassin

Compte tenu de sa géomorphologie, dictée surtout par la nature tendre des dépôts colluvionnaires argileux et superficiels, la cuvette recèle quelques petites exploitations agricoles individualisées, concentrées dans sa majorité au milieu de cette dernière.

III.1.1. Caractéristiques morphologiques :

III.1.1.1. Paramètres géométriques :

a) Superficie du bassin versant :

Après avoir délimité le contour du bassin versant, sur la carte topographique au 1/25 000 de la région à l'aide d'un logiciel de SIG « Global Mapper », la surface mesurée est de 172 Km².

b) Périmètre du bassin versant :

Le périmètre du bassin versant est obtenu directement sur global mapper en utilisant la même carte et à la même échelle, P = 100 Km.

c) Indice de compacité : [M]

L'indice admis par les hydrologues pour caractériser la forme d'un bassin versant est l'indice de compacité de Gravelius qui est le rapport du périmètre du bassin à celui d'un cercle de même surface.

$$K_G = 0,28 \frac{P}{\sqrt{S}} = 2,1$$

Cet indice est proche de 1 pour un bassin versant de forme quasiment circulaire et supérieur à 1 lorsque le bassin est de forme allongée.

d) Le rectangle équivalent:[M]

La notion de rectangle équivalent a été introduite dans l'étude géomorphologique des bassins et elle permet la comparaison des bassins entre eux de point de vue de l'influence de la forme sur l'écoulement, en possédant la même superficie et le même périmètre que le bassin considéré et par conséquent le même indice de compacité.

$$\text{La longueur du rectangle équivalent : } L = \frac{K_G \sqrt{A}}{1,12} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K_G} \right)^2} \right] \quad K_G > 0,12$$

$$\text{La largeur du rectangle équivalent : } l = \frac{K_G \sqrt{A}}{1,12} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K_G} \right)^2} \right] \quad K_G > 0,12$$

III.1.1.2. Paramètres du relief :

L'influence du relief sur l'écoulement se conçoit aisément, car de nombreux paramètres hydrométéorologiques varient avec l'altitude (précipitations, températures, etc.) et la morphologie du bassin. En outre, la pente influe sur la vitesse d'écoulement. Le relief se détermine lui aussi au moyen d'indices ou de caractéristiques suivants :

a) Courbe hypsométrique :

Cette courbe représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude, elle est obtenue par planimétrie des aires partielles comprises entre les courbes de niveau maîtresses et les différentes côtes, elle permet la construction de la courbe hauteur-capacité qui est indispensable pour la détermination de différentes hauteurs du barrage.

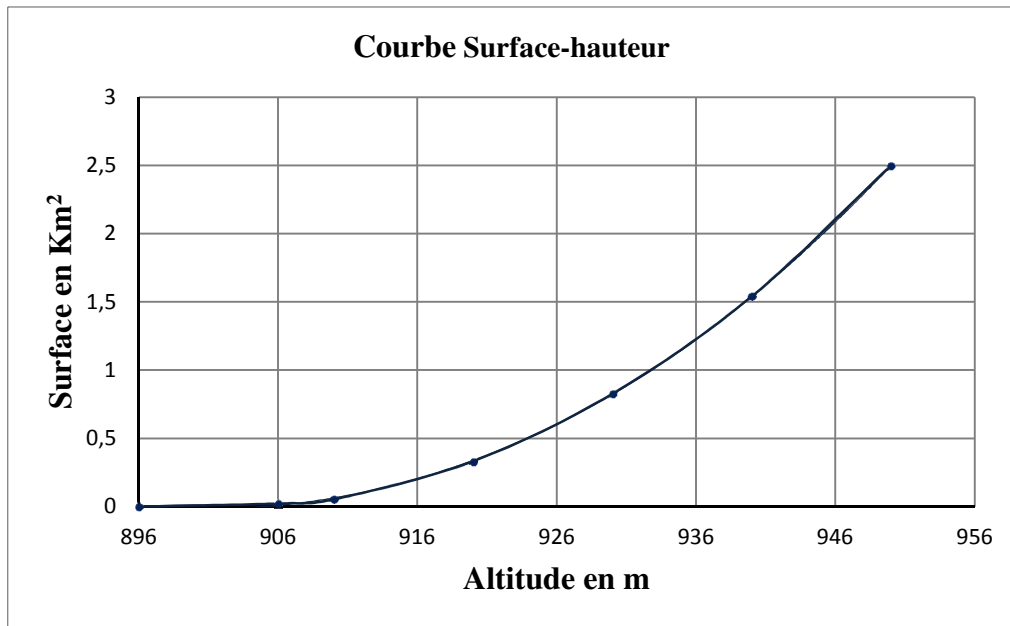


Fig III.2 : courbe hypsométrique de la retenue.

b) Les altitudes caractéristiques :

➤ **Les altitudes minimale et maximale :**

Elles sont obtenues directement à partir de cartes topographiques. L'altitude maximale représente le point le plus élevé du bassin tandis que l'altitude minimale considère le point le plus bas, généralement à l'exutoire.

➤ **L'altitude moyenne :**

L'altitude moyenne se déduit directement de la courbe hypsométrique ou de la lecture d'une carte topographique. On peut la définir comme suit :

$$H_{\text{moy}} = \sum \frac{h_i \cdot S_i}{S} \quad [\text{m}]$$

S_i : aire comprise entre deux courbes de niveau [km²] ;

h_i : altitude moyenne entre deux courbes de niveau [m] ;

S : superficie totale du bassin versant [km²].

c) Pente moyenne du bassin :

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

III.1.2. Caractéristiques hydrographiques

a) Temps de concentration

Le temps de concentration est une caractéristique importante dans la formation de la crue pluviale et son débit de pointe. Il intègre l'influence complexe des processus hydrauliques et hydrologiques sur les versants et dans le lit de l'oued, il se définit comme la durée nécessaire à une goutte d'eau pour parcourir le chemin hydrologique entre le point le plus éloigné du bassin et l'exutoire de ce dernier.

Il existe plusieurs formules de calcul du temps de concentration, nous en adoptons les plus utilisés :

▪ **Formule de Giandotti : [A]**

$$T_c = \frac{1,5L + 4\sqrt{S}}{0,8\sqrt{H}} \quad [h]$$

S : surface du bassin versant (Km^2)

H : Différence entre l'altitude moyenne et celle de l'exutoire (m).

L : Longueur du thalweg principale (Km).

▪ **Formule de Turraza : [A]**

$$T_c = 0,108 \frac{\sqrt[3]{S}}{\sqrt{I}} L [h]$$

S : surface du bassin versant en Km^2 ;

I : pente moyenne du cours d'eau, en m/m ;

L : longueur du cours d'eau principal en Km.

▪ **Formule de Kirpich : [A]**

$$t_c = 0,945 \frac{L^{1,155}}{D^{0,385}} \quad [h]$$

L : longueur du cours d'eau principal en Km.

D : différence d'altitude entre les extrémités du talweg, en m.

▪ **Formule de Témez : [L]**

$$T_c = 0,3 \left(\frac{L}{r^{1/4}} \right)^{0,76} \text{ [h]}$$

T_c: Temps de concentration en heures.

L: Longueur du thalweg principal en km.

Formule	T _c [h]
Formule de Giandotti	5,3
Formule de Turraza	2,4
Formule de Témez	4,3
Formule de Kirpich	3,4

Tab III.1 : Tableau récapitulatif de calcul du temps de concentration.

Conclusion :

Le rôle déterminant que joue le temps de concentration dans la suite du travail, et son utilisation direct dans beaucoup de formules, nous conduit à faire un choix judicieux qui convient à notre bassin versant. Sachant que chacune des formules de calcul de T_c a été établit dans des conditions bien définies, il est toujours important de vérifier régionalement la validité de ces formules.

Il est à signaler aussi que la formule de Kirpich est adoptée aux petits BV et aux BV fortement urbanisés. Tandis que celle de Giandotti souvent utilisée pour des bassins versant ayant des surfaces relativement grandes, surestime le T_c dans le cas de notre bassin. Tout ça nous a amené à adopter la formule de Témez, formule très recommandée et qui a été fondé sur des observations de 13 crues réelles dans des bassins versants algériens. Et qui donne une valeur de T_c raisonnable relativement aux caractéristiques morphologiques de notre bassin versant (forme allongée, pente,...).

b) Vitesse de ruissellement :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$V_r = \frac{L_p}{T_c} = 6,6 \text{ [Km/h]}$$

L_p : Longueur du thalweg principal en Km

T_c : temps de concentration en h.

c) Densité de drainage : [M]

La densité de drainage, introduite par Horton, est la longueur totale du réseau hydrographique par unité de surface du bassin versant :

$$D_d = \frac{\sum L_i}{S} \quad [\text{Km/Km}^2]$$

III.1.3. Caractéristiques climatologiques : [D]

L'absence d'une station climatologique dans le bassin versant de l'oued Berriche nous a conduit à chercher une station analogue, la plus proche des lieux d'étude et dont les données sont disponibles.

Les caractéristiques climatologiques (humidité relative, vitesse du vent et température) sont donc déterminées à la base des observations relevées à la station météorologique de Batna (1967-1994), située à l'est du bassin versant d'étude et dont les coordonnées sont : Lat. : 35,55 N, Longt : 06,18 E, Z : 1051,9 m.

Les distributions mensuelles de chaque paramètre climatique au site du futur barrage sont exposées ci- dessous :

	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Moyenne
H (%)	75,3	70,5	66,2	63,0	58,1	51,9	43,1	46,0	58,0	65,2	72,0	76,7	62,2
V (m/s)	3,9	4,0	4,3	4,3	4,0	3,8	3,6	3,5	3,3	3,3	3,2	4,0	3,8
T (C°)	4,9	6,1	8,5	11,6	16,4	21,9	25,2	24,6	20,2	14,8	9,3	5,7	14,1

Tab III.2 : Distribution mensuelle des paramètres climatiques.

On voit alors que la température a pour valeur moyenne 14,1 et elle atteint sa valeur maximale au mois de Juillet. La moyenne de l'humidité est de 62,2 % et celle de la vitesse du vent 3,8 m/s. Le graphique suivant montre mieux la variation mensuelles de ces différents paramètres.

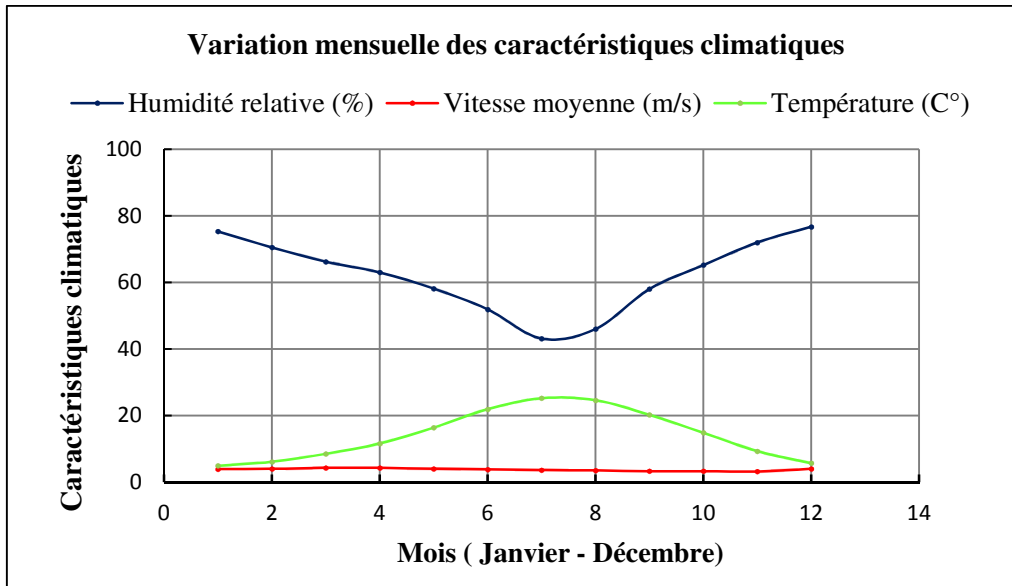


Fig III.3 : Variation mensuelle des caractéristiques climatiques.

La valeur moyenne de l'évaporation a été relevée à partir de la carte de l'ANRH, quant à la distribution mensuelle, nous gardons la même distribution que celle du barrage de K'sob, étant donné l'absence d'une station évaporométrique dans le bassin versant de l'oued Berriche.

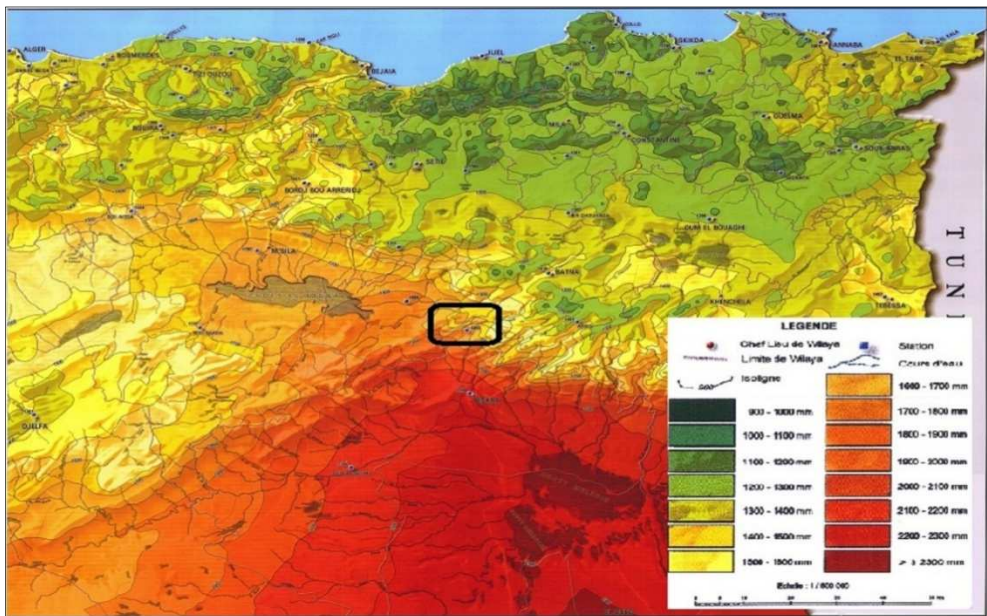


Fig III.4 : Carte évaporométrique du nord de l'Algérie

De la carte, On voit que notre site appartient à une zone où l'évaporation est comprise entre 1700 et 1800 mm, pour la suite d'étude on prend une valeur moyenne de l'évaporation égale à 1750 mm.

	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Total
Ev	187	143	85	66,2	66	74	102	150	199	244	300	278,2	1894,4
Ev %	9,87	7,55	4,48	3,49	3,48	3,91	5,38	7,92	10,5	12,9	15,84	14,68	100

Tab III.3 : Distribution mensuelle de l'évaporation au site du barrage K'sob.

	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Total
Ev %	9,87	7,55	4,48	3,49	3,48	3,91	5,38	7,92	10,5	12,9	15,84	14,68	100
Ev (mm)	172,7	132,1	78,4	61,1	60,9	68,4	94,2	138,6	183,8	225,8	277,2	256,9	1750

Tab III.4 : Distribution mensuelle de l'évaporation au site du barrage Berriche.

Désignation	Symbole	Unité	Quantité
Surface du bassin versant	S	Km ²	172
Périmètre du bassin versant	P	Km	100
Indice de compacité	K _G	/	2,1
Coefficient d'allongement	C _a	/	4,1
La longueur équivalente du bassin	L	Km	45,4
La largeur équivalente du bassin	l	Km	3,8
L'altitude maximum	H _{max}	m	2130
L'altitude minimum	H _{min}	m	895
L'altitude moyenne	H _{moy}	m	1373,8
Pente moyenne	I _{moy}	°	10,19
Temps de concentration	T _c	h	4
Densité de drainage	D _d	Km/Km ²	0,2
Vitesse de ruissellement	V _r	m/s	1,8
Humidité moyenne	H	%	62.2
Température moyenne	T	C°	14.1
Vitesse du vent moyenne	V	m/s	3.8
Evaporation moyenne	Ev	mm	1750

Tab III.5 : Tableau récapitulatif des caractéristiques hydro-morphologiques et climatologiques du bassin versant de l'oued berriche au site du barrage Berriche.

Conclusion :

On peut aisément conclure que le bassin versant est de forme allongé, ce résultat est déduit de l'indice de compacité K_G qui est largement supérieur à 1, ceci est confirmé aussi par la grande différence entre la longueur et la largeur du rectangle équivalent. Cette caractéristique nous

donne une première idée du débit de pointe et de l'hydrogramme de crue de notre cour d'eau, effectivement une forme allongée d'un bassin versant favorise des faibles débits de pointes en raison du temps de concentration relativement élevé.

L'influence du relief sur l'écoulement se conçoit aisément car de nombreux paramètres hydrométéorologiques varient avec l'altitude (précipitation, températures,..Etc.), dans notre cas l'altitude moyenne est assez élevée donc on s'attend à une précipitation respectable.

En outre, la pente influe sur la vitesse d'écoulement ; le bassin versant de Berriche ayant une pente moyenne donc il donne une idée assai claire de la vitesse modeste de l'écoulement au niveau du bassin versant.

III.2. Analyse et critique des données :

Etant donné qu'aucune station pluviométrique ou hydrométrique n'est localisée dans le bassin versant de Berriche, l'étude hydrologique a été basée sur les données des stations qui se trouvent aux alentours du bassin en question. On ce qui concerne les précipitations, quatre stations pluviométrique ont été retenues (N'gaous; Cherf El Ain; Oued El Ma et Merouana), par contre une seule station hydrométrique a été prise en considération (celle du bassin versant analogue qui semble le plus convenable du point de vue topographique, géologique, hydrologique et climatologique).

Ces dernières ont été acquisitionnés au niveau de l'agence national des ressources hydriques (ANRH).

Les précipitations se présentent sous forme de totaux mensuels et annuels ainsi que des pluies journalières maximales.

Les données hydrométriques se présentent sous formes de débits et apports mensuels et annuels ainsi que des débits journaliers maximaux et s'étalent sur une période de 35 ans (1969-2003).

Avant de procéder à la détermination des apports, pluies et débits au sein du bassin d'étude, une vérification rigoureuse et détaillée des données est nécessaire pour valider certaines hypothèses de base relatives à la constitution des échantillons observés à savoir l'indépendance, l'homogénéité et la représentativité de ces derniers.

III.2.1. Indépendance : [A]

L'application des méthodes statistiques sur un échantillon repose essentiellement sur l'hypothèse d'indépendance. Afin de vérifier cette hypothèse, nous allons utiliser le test de Wald-Wolfowitz. Ce test consiste à :

Calculer de la statistique R, sa moyenne $E[R]$, sa variance $Var[R]$ et da la statistique T par les formules suivantes :

$$R = \sum_{i=1}^{N-1} x_i x_{i+1} + x_N x_1$$

$$E[R] = \frac{(S_1^2 - S_2)}{N-1}; S_k = \sum_{i=1}^N x_i^k$$

$$\text{Var}[R] = \frac{(S_2^2 - S_4)}{N-1} + \frac{(S_1^4 - 4S_1^2 S_2 + 4S_1 S_3 + S_2^2 - 2S_4)}{(N-1)(N-2)} - \{E[R]\}^2$$

$$T = \frac{R - \bar{R}}{\sqrt{\text{Var}(R)}}$$

Comparer la valeur absolue de T avec la valeur normale centrée réduite $U_{1-\alpha/2}$.

Si $|T| \leq U_{1-\alpha/2}$, l'hypothèse d'indépendance est vérifiée.

En admettant un risque d'erreur $\alpha=5\%$, Les résultats d'application du test de Wald-Wolfowitz sur les différentes séries des stations sont données en annexe III.1.

D'après ces résultats, on retient que, contrairement aux autres stations, les deux séries issues des stations pluviométriques 05_12_03 et 05_12_06 ne vérifiées pas cette hypothèse pour le risque d'erreur retenu.

III.2.2. Homogénéité : [A]

Il existe plusieurs tests pour vérifier l'homogénéité des séries de données, nous allons utiliser dans ce cas celui de Wilcoxon.

Le test de Wilcoxon consiste à :

Diviser chaque série d'observations en deux échantillons $X(x_1, x_2, \dots, x_i)$ et $Y(y_1, y_2, \dots, y_i)$ de tailles N et M respectivement avec $N < M$.

Classer la série (XUY) par ordre croissant en attribuant à chaque valeur son rang et sa série d'origine (X ou Y).

La condition pour que la série soit homogène est : $W_{\min} < W_x < W_{\max}$

Avec : $W_x = \sum R_{x_i}$: somme des rangs des x_i

$$W_{\max} = \frac{N(N+M+1)}{2} + 1,96 \sqrt{\frac{NM(N+M+1)}{12}}$$

$$W_{\min} = \frac{N(N+M+1)}{2} - 1,96 \sqrt{\frac{NM(N+M+1)}{12}}$$

L'application du test de Wilcoxon aux différentes stations montre que toutes les séries de données sont homogènes à l'exception de celle observée à la station 05_12_03. Les résultats obtenus sont données en annexe III.2.

III.2.3. Corrélation

Après l'application des tests d'indépendance et d'homogénéité sur l'ensemble des stations pluviométriques, il ressort que les deux stations 05_12_06 et 05_12_03 sont à éliminer puisque chacune d'elles ne vérifiées au moins l'une des hypothèses.

Une analyse corrélative est nécessaire, entre les deux autres stations dont les deux hypothèses précédentes sont vérifiées, dans le but d'étendre les séries d'observations des pluies sur une période plus longue et représentative.

L'analyse corrélative entre ces deux stations pluviométriques (05_12_01 et 13_12_06), sur la période commune qui s'étale de 1966 à 2009, par l'utilisation de la régression linéaire, a donnée des résultats acceptables, qui ont été utilisé par la suite pour combler les lacunes existantes. (Voir annexe III.3).

III.2.4. Représentativité : [D]

Dans le but d'étudier la représentativité de la période retenue pour chaque station (de 1966 à 2009 pour les stations pluviométriques et de 1969 à 2003 pour la station hydrométrique), On a choisi la méthode des écarts à la moyenne cumulés qui sera appliqué aux observations des différentes stations.

La méthode des écarts cumulés consiste à calculer les modules $K_i = P_i / P$, ainsi que les différences $(K_i - 1)$ et les sommes $\sum (K_i - 1)$ puis à reporter sur un système d'axes, les sommes en fonction du temps. Si la courbe est croissante, la période en question est humide et si elle est décroissante, elle sera sèche.

Une période est dite représentative si elle comprend au moins une période sèche et une autre humide.

L'application de cette méthode sur les différentes stations pluviométriques et la station hydrométrique indique que toutes les périodes correspondantes chacune à sa station sont représentatives, les tableaux et les graphiques qui se trouvent en annexe III.4 montrent ce résultat.

III.3. Etude des précipitations

Au départ, six postes pluviométriques ont été sélectionnées à proximité du bassin versant de Berriche pour la détermination de la pluie moyenne annuelle, deux de ces postes présentent une période d'observation assez courte et pleine de lacunes avec des valeurs douteuses ce qui nous a conduit à les éliminer par la suite. Il s'agit des stations 06_12_03 et 06_12_02.

Le tableau ci –dessous donne les caractéristiques des quatre stations pluviométriques prise en considération et la figure montre leur localisation:

Code	nom	X	Y	Z(m)	Période de fonctionnement
05_12_01	Merouana	790,75	263,65	1000	(1914-1918) ;(1967-1995) ;(1998-2012)
05_12_03	Oued El Ma	798,25	265,75	1001	(1919-1959) ;(1974-1995) ;(1998-2009)
05_12_06	Cherf El Ain	786,1	266,6	900	(1974-1995) ;(1998-2009)
15_13_06	N'gaous	764,1	255,1	750	(1914-1941) ;(1951-1961) ;(1966-2009)

Tab III.6 : Caractéristiques des stations pluviométriques.

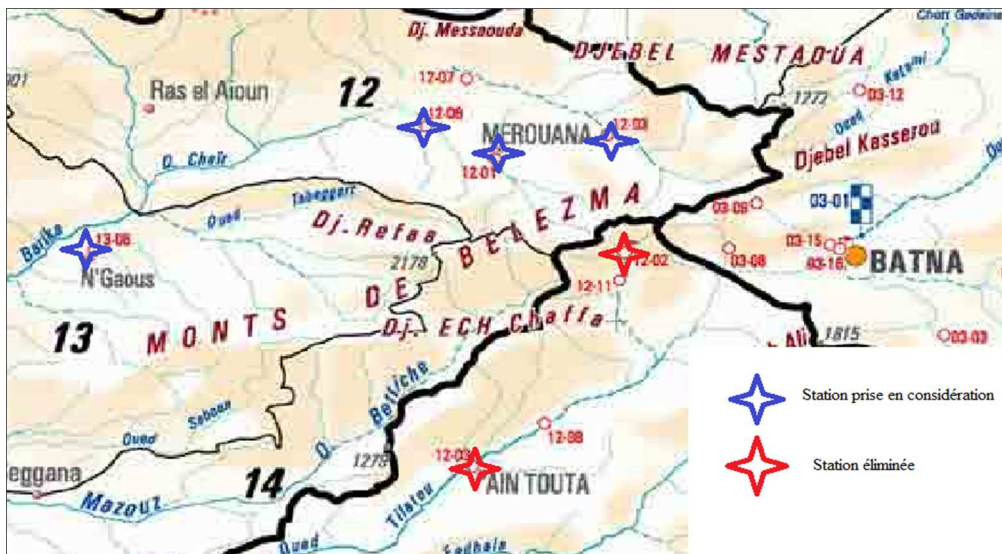


Fig III.5 : Carte de situation des stations pluviométriques.

III.3.1. Précipitation moyenne annuelle :

Afin de donner une meilleure estimation, nous avons utilisé différentes méthodes :

- Méthode graphique
- Carte de L'ANRH

La méthode des isohyètes et celle des polygones de Thiessen n'ont pas été utilisées étant donné l'absence de stations pluviométriques à l'intérieur du bassin versant et le nombre très faible de postes pluviométriques autour du bassin ainsi que la mauvaise répartition de ces derniers.

1. Méthode graphique :

Cette méthode consiste à établir une corrélation entre la pluie moyenne (P_{moy}) et l'altitude (Z) pour estimer à l'aide de l'équation de la droite de régression obtenue, la précipitation moyenne pour le bassin versant de l'oued Berriche, en se basant sur la valeur de l'altitude moyenne.

Code	Pluie moyenne (mm)	Altitude (m)
05_12_01	337,3	1000
05_12_03	331,4	1001
05_12_06	276	900
05_13_06	240,3	750
Coefficient de corrélation	0,95	
Equation de la droite de régression	$P_{moy} = 0,3816 Z - 52,079$	

Tab III.7 : Corrélation entre les pluies moyennes des différentes stations et leurs altitudes.

L'altitude moyenne au niveau du bassin d'étude est : 1373,8m.

La pluie moyenne annuelle dans le bassin de Berriche calculée par cette méthode est donc :

$$P_{moy} = 0,3861 \times 1373,8 - 52,079 = 478,3\text{mm.}$$

2. Carte de l'ANRH :

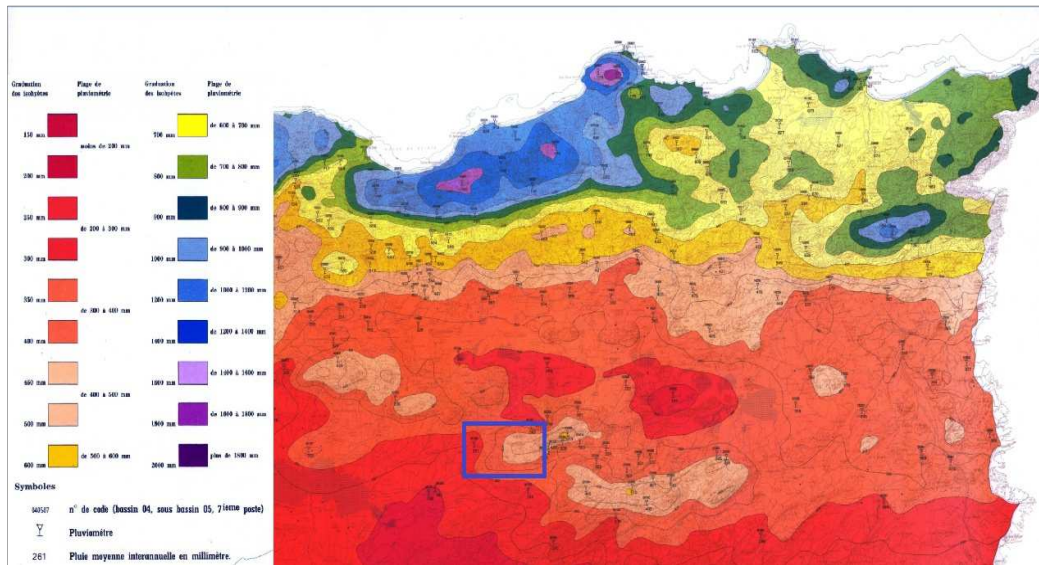


Fig III.6 : Carte pluviométrique du nord de l'Algérie

L'exploitation de la carte pluviométrique de l'Algérie du nord établie par l'ANRH donne une valeur de la pluie moyenne égale à 400 mm, on adopte cette valeur pour la suite des études.

▪ Choix d'une station représentative :

Après l'analyse des séries pluviométriques des quatre stations existantes, on conclue que la station de Merouana qui est la plus proche notre bassin versant et ayant la plus grande période d'observation (48 ans) avec moins de lacunes, se rapproche le mieux du régime pluviométrique du bassin versant de l'oued Berriche vu qu'elle possède la pluie moyenne et l'altitude moyenne les plus proche de ceux de notre bassin.

La répartition mensuelle de la pluie moyenne annuelle à la station de Merouana est la suivante :

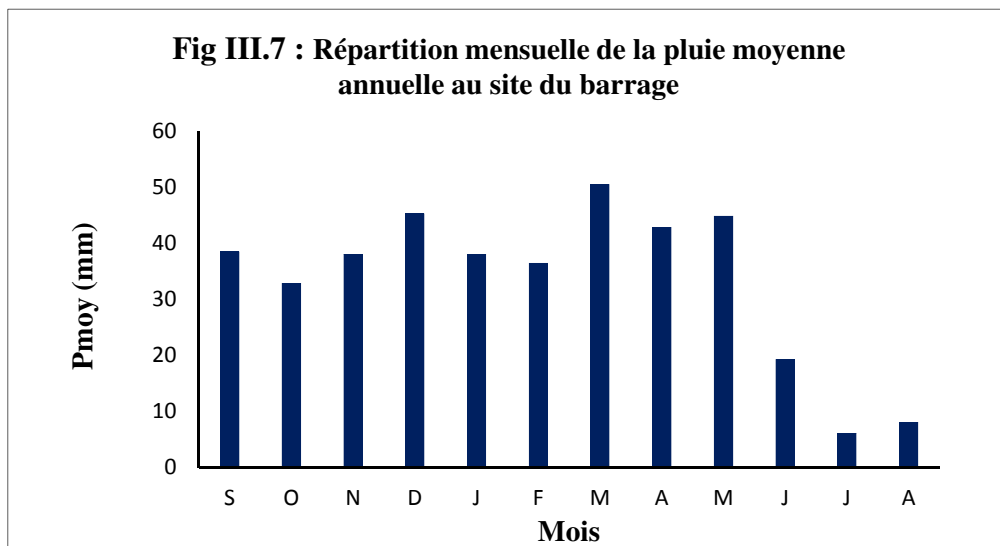
Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	TOTAL
P(mm)	31,6	27,1	31,4	37,4	31,6	30,1	41,6	35,5	37,2	15,9	5,1	6,6	331
%	9,6	8,2	9,5	11,3	9,5	9,1	12,6	10,7	11,2	4,8	1,5	2	100

Tab III.8 : Répartition mensuelle de la pluie moyenne annuelle à la station de Merouana

Cette répartition (%) sera valable pour représenter le bassin versant de l’oued de Berriche au site du barrage Berriche.

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	TOTAL
%	9,6	8,2	9,5	11,3	9,5	9,1	12,6	10,7	11,2	4,8	1,5	2	100
P(mm)	38,4	32,8	38	45,2	38	36,4	50,4	42,8	44,8	19,2	6	8	400

TabIII.9: Répartition mensuelle de la pluie moyenne annuelle du bassin versant de l’oued Berriche au site du barrage Berriche



III.3.2. Précipitations maximales journalières :

Pour la détermination des pluies fréquentielle, on propose d’ajuster la série de pluies journalières maximale de la station de MEROUANA (05-12-01) aux deux lois, celle de Gumbel et de Galton (Log Normal).

Les résultats sont représentés ci-dessous :

- Statistiques estimées à partir des données et calculées à partir des estimateurs des paramètres de la loi Gumbel :

Statistique	Données	Paramètres
Moyenne	40,044	0,577
Variance	389,939	1,645
Asymétrie (Pearson)	0,923	1,140
Aplatissement (Pearson)	0,085	2,400

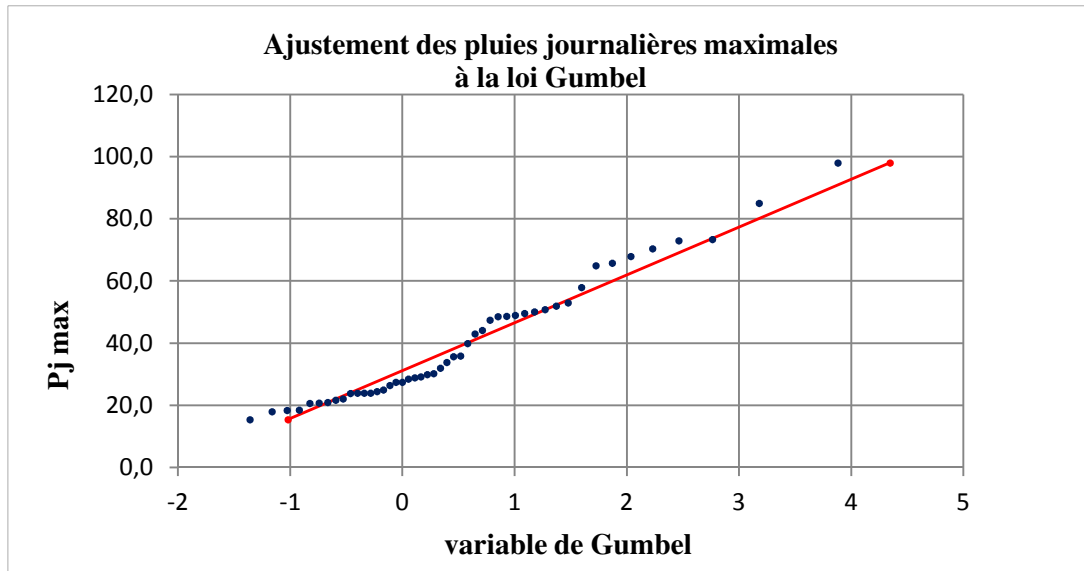


Fig III.8 : Ajustement des pluies journalières maximales à la loi Gumbel.

Test de Kolmogorov-Smirnov

D	1,000
p-value	< 0,0001
alpha	0,05

Interprétation du test :

H0 : L'échantillon suit une loi de Gumbel

Ha : L'échantillon ne suit pas une loi de Gumbel

Etant donné que la p-value calculée est inférieure au niveau de signification $\alpha=0,05$, on doit rejeter l'hypothèse nulle H0, et retenir l'hypothèse alternative Ha.

Le risque de rejeter l'hypothèse nulle H0 alors qu'elle est vraie est inférieur à 0,01%.

- Statistiques estimées à partir des données et calculées à partir des estimateurs des paramètres de la loi Log-normale :

Statistique	Données	Paramètres
Moyenne	40,044	40,057
Variance	389,939	400,857
Asymétrie (Pearson)	0,923	1,624
Aplatissement (Pearson)	0,085	5,031

Paramètres estimés : $\mu = 3,579$; $\sigma = 0,472$

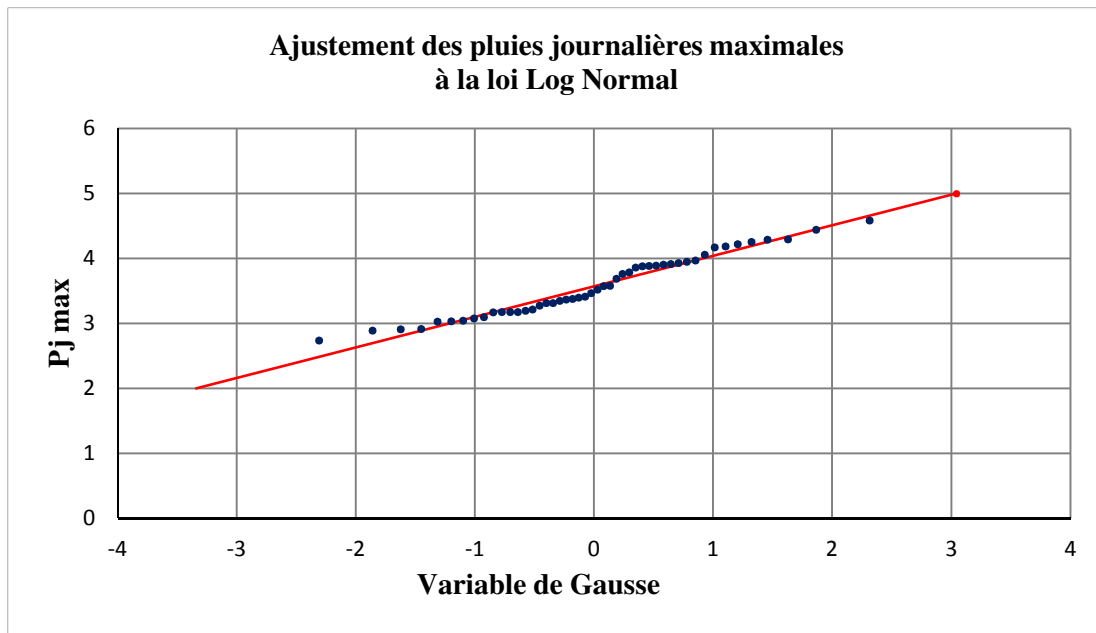


Fig III.9 : Ajustement des pluies journalières maximales à la loi Log Normal.

Test de Kolmogorov-Smirnov :

D	0,118
p-value	0,492
alpha	0,05

Interprétation du test :

H_0 : L'échantillon suit une loi Log-normale

H_a : L'échantillon ne suit pas une loi Log-normale

Etant donné que la p-value calculée est supérieure au niveau de signification seuil $\alpha=0,05$, on ne peut pas rejeter l'hypothèse nulle H_0 .

D'après les deux graphiques, on constate que la loi de Galton s'ajuste mieux à la série de pluie maximale journalière par rapport à celle de Gumbel, ce qui est confirmé par les tests de Kolmogorov-Smirnov.

Les pluies maximales journalières calculées pour différentes périodes de retour par la loi de Galton sont résumés dans le tableau suivant :

Période de retour (ans)	Pj max (mm)
-------------------------	-------------

20	77,7
50	94,2
100	107,1
1000	153,3
10000	206,0

Tab III.10 : Pluies maximales journalières calculées pour
Différentes périodes de retour par la loi Galton.

III.3.3. Pluies de courtes durées :

Les pluies de courtes durées pour différentes périodes de retour sont déterminées par la formule de K.BODY :

$$P_{(t,f)} = P_{j\max f} \left(\frac{t}{24} \right)^b$$

$P_{(t,f)}$: Pluie de durée t pour une fréquence donnée (mm).

$P_{j\max f}$: Pluie maximale journalière pour la même fréquence (mm).

t : durée de la pluie (h)

b : Exposant climatique ; $b = 0,25$.

$I_{t,f}$: Intensité de pluie ; $I_{t,f} = P_{t,f} / t$.

Dans notre cas, on prend la durée de pluie qui correspond au temps de concentration $t = T_c$.

Les résultats de calcul sont regroupés au tableau :

Périodes de retour (ans)	Pluies fréquentielle de durée T_c (mm)	Intensité de pluie (mm/h)
20	49,7	12,4
50	60,2	15,0
100	68,4	17,1
1000	98,0	24,5
10000	131,6	32,9

Tab III.11 : Pluies de Temps T_c et leurs Intensités pour différentes périodes de retour.

III.4. Les apports liquides

III.4.1. Apport moyen annuel

L'apport liquide moyen annuel de l'oued Berriche sera estimé par le biais de deux méthodes différentes : formules empirique et par l'analogie.

1/Formules empiriques : [M], [L]

- **Formule de Mallet-Gautier :**

$$L_e = 600 \cdot P [1 - 10^{-0,36P^2}]$$

L_e : lame d'eau en mm

P : pluie moyenne annuelle (mm).

- **Formule de COUTAGNE :**

$$L_e = a \cdot P^2$$

Cette formule est valable pour $\frac{1}{8a} < P < \frac{1}{2a}$ avec $a = \frac{0,001}{0,8+0,14 T}$

T : température moyenne annuelle égale à $14,1^\circ\text{C}$;

P : précipitations moyennes annuelles ;

L_e : lame d'eau écoulée (mm).

- **Formule de SAMIE:**

$$L_e = P^2 (293 - 2,2\sqrt{S})$$

S : Surface du bassin versant en (Km^2) ;

P : pluie moyenne annuelle en (m).

- **Formule de TURC :**

$$L_e = P - \frac{P}{\sqrt{0,9 + \left(\frac{P}{L}\right)^2}}$$

P : Pluie moyenne annuelle en mm

L : Variable thermique : $L = 300 + 25 T + 0,05 T^3$;

T : Température moyenne annuelle $^\circ\text{C}$.

- **Formule de L'ANRH :**

$$A_{\text{moy}} = 0,915 \cdot P^{2,684} \cdot S^{0,842}$$

S : Surface du bassin versant (Km²);

P : Pluie moyenne annuelle en m ;

Les résultats obtenus par les différentes formules sont représentés dans le tableau

Formule	Lame d'eau (mm)	Apport moyen(Hm ³)
Formule de Samie	42,3	7,3
Formule de COUTAGNE « 1 »	57,6	9,9
Formule de L'ANRH	34,9	6
Formule de TURC :	27,8	4,8
Formule de Mallet-Gautier	29,8	5,1

Tab III.12 : Apport moyen calculé par les différentes formules empiriques.

La moyenne empirique de toutes les formules donne une valeur égale à 6,6 Hm³.

2/ Méthode d'analogie :

Puisque on a aucune station hydrométrique dans le bassin versant de l'oued de Berriche comme nous l'avons mentionné auparavant, on s'est intéressé à déterminer un bassin versant analogue dont les données d'observations seront disponibles.

Suite à notre recherche on a trouvé que le bassin versant où la station de Chemorah se situe, semble le plus convenable de point de vue géographique, hydrographique et climatologique.

Le tableau suivant résume les caractéristiques des deux bassin analogues :

Caractéristiques	Bassin versant du barrage Berriche	Bassin versant de la station de Chemorah
Nom de l'oued	Berriche	Chemorah
Coordonnées : X Y	780,3 237,3	855,10 264,45
Altitudes (m) : Max Min	2130 895	2300 890
Superficie(Km ²)	172	765
K _G	2,1	1,2
P	400	380
T	14,1	14,1

Tab III.13 : Caractéristiques des deux bassins analogues.

La série des apports liquides de la station de Chemorah s'étale sur une période de 35 années d'observations. Le graphe ci-dessous montre la répartition annuelle de cette série :

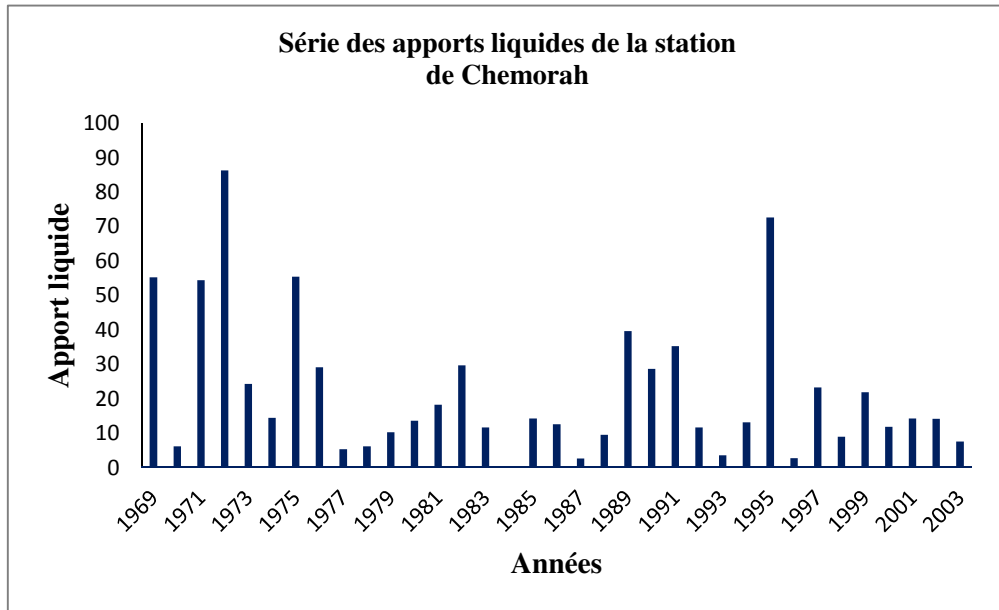


Fig III.10 : Série des apports liquides de la station de Chemorah.

On retient que les valeurs extrêmes de l'apport liquide de cette station sont :

$$A_{max} = 86,38 \text{Hm}^3, A_{min} = 0,12 \text{Hm}^3 \text{ et l'apport moyen } A_{moy} = 22 \text{Hm}^3.$$

Sur la base de l'apport moyen annuel observé au site de la station de Chemorah (22 Hm³), on peut calculer l'apport moyen annuel sur le site du barrage Berriche en supposant que le coefficient d'écoulement (C_e) est invariant dans les deux sites vu la similitude de leurs caractéristiques, la représentativité et l'homogénéité de la série des apports annuels de la station Chemorah (voir annexe).

L'invariance du coefficient d'écoulement implique la relation suivante :

$$A_B = A_C \frac{S_B \cdot P_B}{S_C \cdot P_C}$$

A_B : Apport moyen annuel dans le site du barrage Berriche;

S_B : Surface du bassin versant de Berriche;

A_C : Apport moyen annuel dans le bassin versant de Chemorah;

S_C : Surface du bassin versant de Chemorah ;

P_B : pluie moyenne annuelle dans le site du barrage Berriche ;

P_C : pluie moyenne annuelle dans la station de Chemorah ;

$$A_N : A_B = 22 \frac{172 \cdot 400}{765 \cdot 380} = 5,2 \text{Hm}^3.$$

Conclusion:

Pour la suite de l'étude on admet la valeur de l'apport moyen obtenue par analogie avec la station de Chemorah puisque celle-ci est basée sur des données observées.

III.4.2. Caractéristiques de l'écoulement :

1. Lamme d'eau écoulée :

$$L_e = \frac{A_{moy}}{S_{B.V}}$$

A_{moy} : Apport moyen du bassin versant ;

$S_{B.V}$: Surface du bassin versant.

2. Coefficient de l'écoulement

$$C_e = \frac{L_e}{P_{moy}}$$

L_e : Lamme d'eau écoulée en mm ;

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle en mm ;

C_e : Coefficient d'écoulement.

3. Module spécifique

$$M_0 = \frac{Q_0}{S_{B.V}} \quad \text{Où} \quad Q_0 = \frac{A_{moy}}{T}$$

$$\text{Donc : } M_0 = \frac{A_{moy}}{T.S_{B.V}}$$

A_{moy} : Apport moyen du bassin versant ;

T : Temps d'une année en "s" ;

$S_{B.V}$: Surface du bassin versant.

Variable	Lamme d'eau écoulée(mm)	Coefficient d'écoulement	Module spécifique (l/s.Km ²)
Valeur	30,2	0,076	0,96

Tab III.14 : Tableau récapitulatif des caractéristiques de l'écoulement.

4. Coefficient de variation

La variabilité de l'apport moyen annuel au niveau du bassin versant d'oued Berriche s'évalue en calculant le coefficient de variation. Pour ce faire, nous allons utiliser les formules empiriques et la méthode d'analogie.

1/ Formules empiriques : [M], [L]

- **Formule de Sokolovski**

$$C_v = 0,78 - 0,29 \log q - 0,063 \log(S+1)$$

Où : q : Débit spécifique en (l/s.Km²) ;

S : Superficie du bassin versant en (Km²).

- **Formule de Kritsky-Menkel:**

$$C_v = \frac{0,83}{S^{0,06} \cdot q^{0,27}}$$

Où : S : Superficie du bassin versant en (Km²) ;

q : Débit spécifique en (l/s.Km²)

- **Formule d'Antonov**

$$C_v = \frac{0,83}{(S + 1000)^{0,076}}$$

- **Formule de Padoun :**

$$C_v = \frac{0,93}{M_0^{0,23}}$$

M₀ : module spécifique de l'écoulement (l/s/Km²)

2/ Par analogie :

Le coefficient de variation peut être déterminé sur la base de l'analogie avec la station de Chemorah :

$$C_v = C_{va} \cdot \left(\frac{q_a}{q} \right)$$

C_v : coefficient de variation des apports au site du barrage Berriche

C_{va} : coefficient de variation des apports à la station Chemorah pour une période de 35ans, (C_{va}=0,94) ; q : débit spécifique (l/s/km²) au barrage de Berriche

q_a : débit spécifique (en l/s/km²) à la station de Chemorah pour une période de 35ans,

($q_a = 0,911/s.Km^2$).

Formule	Résultat
Sokolovski	0,64
Kritsky-Menkel	0,61
Antonov	0,49
Padoun	0,93
Analogie	0,89

Tab III.15 : Tableau récapitulatif des résultats de calcul du coefficient de variation.

On peut dire que le coefficient de variation obtenu par analogie représente le mieux la variation de l'apport au sein de notre bassin puisque celui-ci repose sur des observations réelles sur une période assez longue. Parmi les autres formules, on remarque que celle de Padoun se rapproche le mieux au résultat obtenu par analogie et elle est recommandée dans le cas d'absence du bassin analogue au bassin d'étude.

III.4.3. Apports fréquentiels :

Pour le dimensionnement de notre barrage, une étude des apports fréquentiels paraît nécessaire.

L'analyse statistique de la série d'apport à la station de Chemorah a montré que cette dernière s'ajuste bien à la loi Log-Normal. Le graphique d'ajustement et le résultat du test de Kolmogorov –Smirnov sont présentés ci-après :

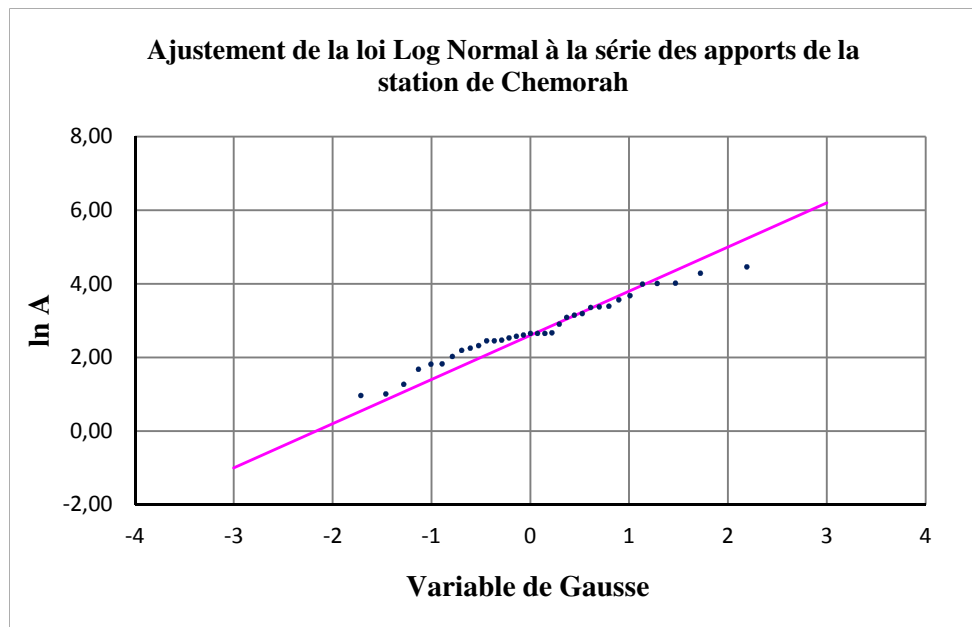


Fig III.11 : Ajustement de la loi Log Normal à la série des apports de la station de Chemorah.

Statistiques estimées à partir des données et calculées à partir des estimateurs des paramètres de la loi Log-normale :

Statistique	Données	Paramètres
Moyenne	21,989	28,076
Variance	425,185	2542,231
Asymétrie (Pearson)	1,483	11,179
Aplatissement (Pearson)	1,505	517,065

Test de Kolmogorov-Smirnov

D	0,136
p-value	0,508
alpha	0,05

Interprétation du test :

H0 : L'échantillon suit une loi Log-normale

Ha : L'échantillon ne suit pas une loi Log-normale

Etant donné que la p-value calculée est supérieure au niveau de signification seuil alpha=0,05, on ne peut pas rejeter l'hypothèse nulle H0.

L'estimation fréquentielle des apports de l'oued Berriche au site du barrage peut être donc envisagée on adoptant cette loi.

$$A\% = \frac{A_0}{\sqrt{1 + C_v^2}} e^{z \sqrt{\ln(1+C_v^2)}}$$

Avec : A% : Apport de fréquence donnée ; Z : Variable réduite de Gauss ;

A₀ : Apport annuel (Hm³) ; C_v : Coefficient de variation.

Pour A= 5,2 Hm³ et C_v =0,89, L'expression devienne : A% = 3,884 e^{0,764 Z}

Les résultats de calcul pour les différentes fréquences sont donnés dans le Tableau.

Période de retour	4/5	10	20	50	100	1000	10000
Fréquence P (%)	80	10	5	2	1	0,1	0,01
variable de Gauss	-0,84145	1,28229	1,64308	2,05046	2,32723	3,15954	3,71901
Apport (Hm ³)	2,04	10,35	13,63	18,60	22,99	43,41	66,57

Tab III.16 : Apports fréquentiels au site du futur barrage.

III.4.4. Génération synthétique d'une série d'apports au site du barrage Berriche

Pour pouvoir procéder à une analyse interannuelle des apports dans le but d'affiner l'étude de régularisation de l'écoulement de l'oued Berriche au site du futur barrage, une génération synthétique d'une série de données équiprobable à la série observée est nécessaire, cette série aura la même probabilité d'apparition que celle observée à la station de Chemorah, avec une conservation de la moyenne, l'écart type et le coefficient de variation.

1. Génération annuelle

Connaissant la loi de distribution des apports sur l'oued Berriche qui est la loi Log-Normal dont l'équation est $A\% = 3,884 e^{0,764Z}$, on génère une série d'apports annuels pour une période de 35 ans (Annexe III.5) avec conservation des paramètres statistiques comme on peut le constater ci-après.

Paramètres statistiques	Analogie	Série générée
Apport moyen annuel (Hm ³)	5,2	5,12
Coefficient de variation	0,89	0,82

Tab III.17 : tableau comparatif des paramètres statistiques au site du barrage.

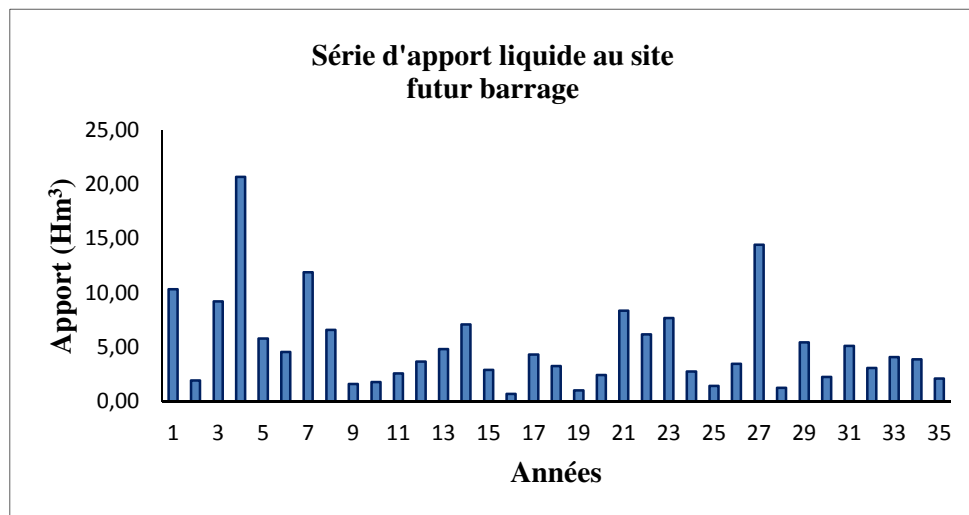


Fig III.12 : Variation de la série d'apport au site du barrage Berriche.

2. Génération mensuelle [D]

La génération des séries mensuelles a été faite à l'aide de la méthode des fragments de Svanidse qui consiste à diviser la série annuelle en des séries mensuelles.

Pour l'application de cette méthode nous avons utilisé la série d'apport mensuelle observée à la station de Chemorah, étant donné la similitude déjà démontrée précédemment.

La désagrégation des valeurs annuelles en valeurs mensuelles sera faite comme suit :

↪ Classer les apports annuels observés à la station de Chemorah par ordre croissant ;

↪ Déterminer la classe d'apport dont les bornes sont : $\left[\frac{A_{i-1}+A_i}{2 A_{moy}} ; \frac{A_i+A_{i+1}}{2 A_{moy}} \right]$

A_i : Apport moyen de l'année i ;

A_{i-1} : Apport moyen de l'année $i-1$;

A_{i+1} : Apport moyen de l'année $i+1$;

A_{moy} : L'apport moyen calculé à la station de Chemorah.

La série d'apport classée de la station de Chemorah et les répartitions en % des données mensuelles ainsi que la classe d'apport sont données en Annexe III.6.

↪ Calculer ensuite $\frac{A_j}{A_{moy}}$ à partir de la série annuelle générée précédemment au site du futur barrage, tel que :

A_j : Apport de l'année j ;

A_{moy} : Apport moyen du barrage Berriche.

↪ La désagrégation de chaque apport annuel de la série générée en des apports mensuels sera fondée sur la répartition en pourcentage des apports observés de l'année correspondante à la classe dont l'une des bornes est la plus proche de la valeur $\frac{A_j}{A_{moy}}$ déjà calculée.

La série d'apport mensuelle générée au site du barrage Berriche pour une période de 35 ans est donnée en annexe III.7.

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	O
A (Hm ³)	0,439	0,343	0,225	0,352	0,473	0,521	0,804	0,876	0,601	0,284	0,084	0,120
%	8,58	6,70	4,39	6,88	9,24	10,18	15,70	17,10	11,75	5,55	1,64	2,35

Tab III.18 : Répartition de l'apport moyen au site du barrage Berriche en %.

III.5. Les crues

III.5.1. Estimation des débits maximums fréquents :

Dans le bassin versant de l'oued Berriche nous ne disposons aucune donnée sur les événements exceptionnels enregistrés dans le passé vu l'absence d'une station hydrométrique contrôlant ce dernier, pour cela et dans le but de faire une estimation aussi correcte que possible des débits de crue fréquentielles, plusieurs méthodes sont utilisées :

- Formules empiriques ;
- Méthode d'analogie ;
- Méthode de SCS (Soil-Conservation- Service) ;

1/ Formules empiriques : [L], [M]

a) Mallet-Gautier :

Cette formule n'est valable que pour les fréquences supérieures à 2%

$$Q_{\max P\%} = 2K \log(1 + A\bar{P}) \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1 + 4\log T - \log S}$$

T : période de retour en années ;

\bar{P} : Pluie moyenne annuelle (m) ;

A, K : paramètres constants dépendants de la taille du bassin versant ;

A=20 valeur admise généralement en Algérie par l'ANRH, K=1 ;

L : Longueur du talweg principal.

b) Formule de Giandotti :

$$Q_{\max P\%} = \frac{170\sqrt{(H_{\text{moy}} - H_{\text{min}})}}{1,5L + 4\sqrt{S}} P_{T_c}$$

$Q_{\max P\%}$: Débit maximum de crue en (m³/s) de même fréquence que celle de la pluie de courte durée P_{T_c} ;

S : surface du bassin versant en Km² ;

L : Longueur du talweg principal en Km ;

P_{T_c} : Pluie fréquentielle de courte durée correspondant au temps de concentration ;

H moy : Altitude moyenne en m ;

H min : Altitude minimale en m.

c) Règle de Belbachir- Laffite :

Cette formule donne la valeur du débit maximale millénaire

$$Q_{\max 1\%} = S \cdot 10^{0,67 - S \cdot 10^{-4}}$$

S : surface du bassin versant en Km².

d) Formule de Possenti :

$$Q_{P\%} = \frac{\mu \cdot S \cdot P_{j\max\%}}{L_P}$$

Pj max % : Pluie maximale journalière correspondante à la période de retour donnée (m)

μ : Coefficient compris entre 700 – 800 ; On prend μ = 750.

L_P : Longueur du cours d'eau principal (Km).

Période de retour (T)	FND	Pj max	Pluie de courte durée	Débit de crue de période de retour T			
				Formule de Mallet-Gautier	Formule de Giandotti	Règle de Belbachir-Laffite	Formule de Possenti
20	0,95	77,7	49,7	411	410,9	/	378,2
50	0,98	94,2	60,2	497,9	497,7	/	458,6
100	0,99	107,1	68,4	554,7	565,5	/	521,4
1000	0,999	153,3	98	711,5	810,2	773,3	746,3
10000	0,9999	206	131,6	839,5	1087,9	/	1002,8

Tab III.19 : Synthèse des résultats pour la détermination des crues fréquentielles par les formules empiriques.

2/ Méthode d’analogie :

Nous avons mentionné précédemment qu’il y a une analogie entre le bassin versant de Berriche et celui de la station de Chemorah, cette dernière dispose d’une série de 35 valeurs de débits maximales instantanées observées pendant la période (1969-2003).

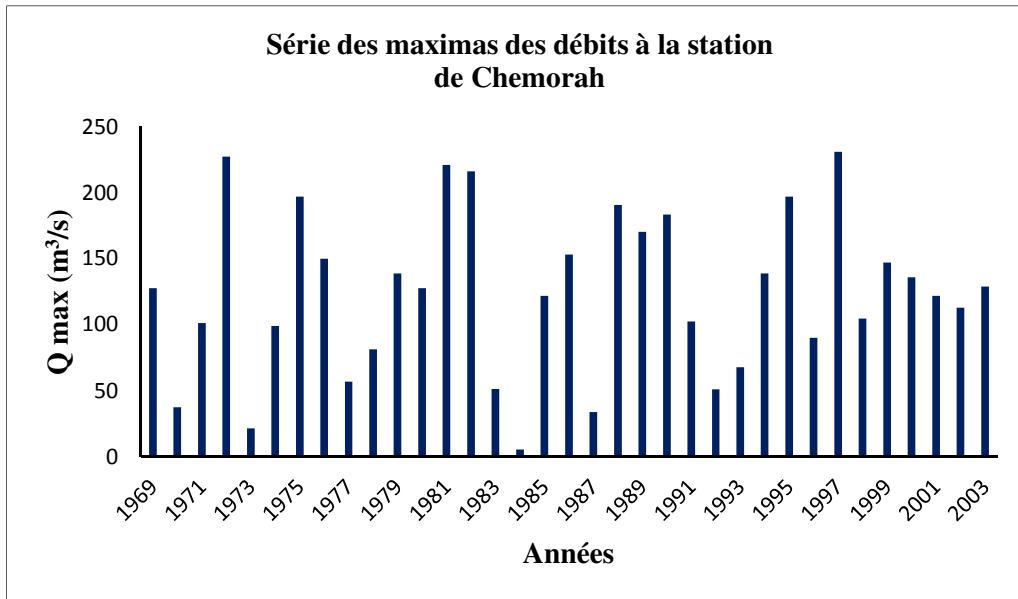


Fig III.13 : Série chronologique des crues observées à la station de Chemorah.

L'estimation des débits fréquents à la station de Chemorah se fait par ajustement des deux lois statistiques, la loi Log Normal et la loi de Gumbel, à cette série d'observation.

Pour pouvoir juger de la qualité d'ajustement des ces deux lois de distributions, nous allons appliquer le test d'adéquation de Kolmogorov-Smirnov avec un niveau de signification égale à 5%. Les résultats sont donnés ci- dessous :

1. Loi de Gumbel :

Statistiques estimées à partir des données et calculées à partir des estimateurs des paramètres de la loi Gumbel :

Statistique	Données	Paramètres
Moyenne	40,044	0,577
Variance	389,939	1,645
Asymétrie (Pearson)	0,923	1,140
Aplatissement (Pearson)	0,085	2,400

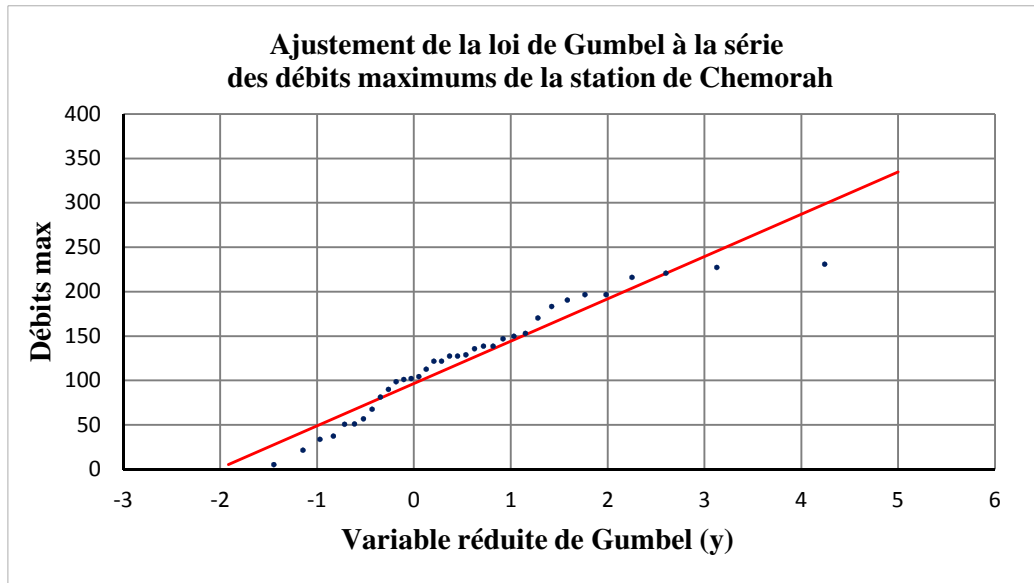


Fig III.14 : Ajustement de la loi de Gumbel à la série des débits maximums de la station de Chemorah.

Test de Kolmogorov-Smirnov :

D	1,000
p-value	<0,0001
alpha	0,05

Interprétation du test

H0 : L'échantillon suit une loi de Gumbel

Ha : L'échantillon ne suit pas une loi de Gumbel

Etant donné que la p-value calculée est inférieure au niveau de signification $\alpha=0,05$, on doit rejeter l'hypothèse nulle H0, et retenir l'hypothèse alternative Ha.

Le risque de rejeter l'hypothèse nulle H0 alors qu'elle est vraie est inférieur à 0,01%.

2. Log-Normale :

Paramètres estimés : $\mu= 4,627$; $\sigma= 0,769$

Statistiques estimées à partir des données et calculées à partir des estimateurs des paramètres de la loi Log-normale :

Statistique	Données	Paramètres
Moyenne	124,100	137,356
Variance	3736,360	15225,116
Asymétrie (Pearson)	-0,013	3,420
Aplatissement(Pearson)	-0,905	26,257

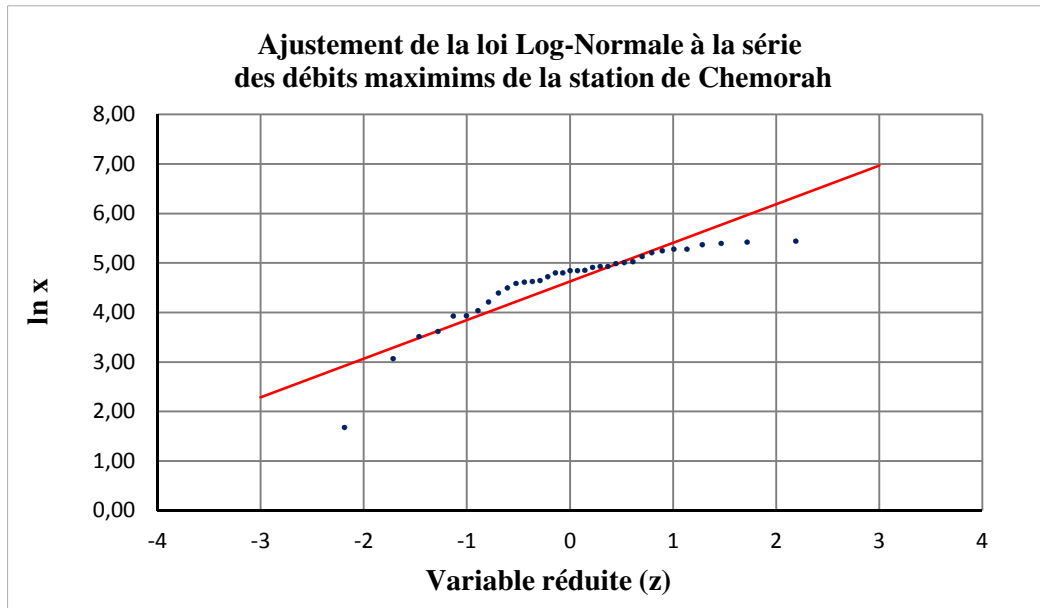


Fig III.15 : Ajustement de la loi Log-Normale à la série des débits maximums de la station de Chemorah.

Test de Kolmogorov-Smirnov :

D	0,198
p-value	0,113
alpha	0,05

Interprétation du test :

H_0 : L'échantillon suit une loi Log-normale

H_a : L'échantillon ne suit pas une loi Log-normale

Etant donné que la p-value calculée est supérieure au niveau de signification seuil $\alpha=0,05$, on ne peut pas rejeter l'hypothèse nulle H_0 .

La distribution de Galton est-elle qui s'accord donc à la série des données de la station de Chemorah.

Les quantiles obtenus sur la base de cette loi sont données dans le tableau suivant :

Période de retour (Années)	Q max (m ³ /s)
20	369,8
50	508,7
100	629,3
1000	1141,8
10000	1864,7

Tab III.20 : Débits maximums fréquentiels à la station de Chemorah.

Les débits de crue de différentes fréquences estimés à la station de Chemorah sont transposés au site du barrage Berriche en appliquant la relation suivante :

$$Q_{\text{Berriche}} = K Q_{\text{Chemorah}}$$

K représente la racine du rapport des sections, il est égale à 0,47.

Période de retour (Années)	Q max (m ³ /s)
20	173,8
50	239,1
100	295,8
1000	536,7
10000	876,4

Tab III.21 : Débits maximums fréquentiels au site du barrage Berriche.

3/ Méthode de SCS :

La méthode du Soil Conservation Service a été appliquée et calée en région méditerranéenne sur des bassins jaugés, et elle a donnée des résultats assez proches de la réalité.

Son principe est le même que celui de l'hydrogramme unitaire ; il est le suivant :

On suppose qu'un épisode pluvieux de temps T engendre un ruissellement de même période.

L'hydrogramme élémentaire, généré par la pluie élémentaire tombée pendant un pas de temps D, est supposé triangulaire, avec : $1/3 T_c < D < 2/3 T_c$

Il est caractérisé par :

Son débit de pointe : QP

Son temps de montée : $T_p = D/2 + 0,6 T_c$

Son temps de descente : $T_d = 1,67 T_p$

Son temps de base : $T_b = T_p + T_d$

La pluie de durée 6D (P6D) est décomposée en un hyétogramme moyen défavorable composé de 6 pluies élémentaires :

$$P_1 = 0,08 P_{6D} ; \quad P_4 = 0,49 P_{6D}$$

$$P_2 = 0,09 P_{6D} ; \quad P_5 = 0,15 P_{6D}$$

$$P_3 = 0,11 P_{6D} ; \quad P_6 = 0,08 P_{6D}$$

La lame d'eau ruisselée, LR, est donnée en fonction de la pluie P par une équation du type :

$$LR = f(P, S); \quad LR = (P - 0,2 S)^2 / (P + 0,8 S)$$

P: pluie cumulée (mm) fonction du temps t

S: déficit d'écoulement maximal théorique (mm): $S=S_0+S_1 t$

S_0 : seuil de ruissellement (mm),

S_1 : est assimilable à une vitesse d'infiltration (mm/h),

t : temps en heures

La résolution de $LR = f(P)$ donne, pour une valeur de S égale à S_{max} à $t=6D$, une courbe dite courbe de ruissellement identifiée par son numéro CN (curve number) variable entre 0 et 100 :

$$S_{max} = 25.4 (1000-10CN) / CN, \text{ pour } t=6D$$

L'évolution du déficit d'écoulement au cours de l'averse est obtenue après identification de S_{max} par : $S_0=0.2 S_{max}$, $S_1=(S_{max}-S_0)/6D$

Le volume ruisselé de chaque hydrogramme élémentaire est

Le volume ruisselé élémentaire est donc : $V_r = L_r \times A$; A : surface du bassin versant

$$\text{Et } V_r = (Q_p \times T_b) / 2$$

Cette équation permet de déterminer Q_p , débit de pointe de l'hydrogramme élémentaire

L'application de la méthode SCS a donné les résultats suivants :

Temps de concentration T_c (h)	4				
Temps de montée T_p (h)	3,4				
Temps de descente T_d (h)	5,6				
Temps de base T_b (h)	9				
Durée de l'averse $6D$ (h)	12				
Période de retour (ans)	20	50	100	1000	10000
Pluie de durée $6D$ (mm)	65,4	79,2	90	128,9	173,2
Lame ruisselée (mm)	12,1	19,4	25,7	52,3	87,1
Volume ruisselé (Hm^3)	2,08	3,34	4,42	9,00	14,98
Débit de pointe (m^3/s)	128,4	206,2	272,8	555,5	924,7

Tab III.22 : Tableau récapitulatif des résultats de la méthode de SCS.

Nous admettant pour la présente étude les résultats obtenus par la méthode analogique basée sur des données observées.

III.5.2. L'hydrogramme de crue au site du barrage Berriche

L'estimation des hydrogrammes de crue probables au site du barrage Berriche est effectuée par la méthode de Sokolovski [A]. Cette méthode assimile l'hydrogramme de crue à deux équations paraboliques, l'une pour la montée des crues et l'autre pour la décrue.

Pour la montée des crues : $Q(Ti) = Q \max \left(\frac{Ti}{Tm} \right)^m$

Pour la décrue : $Q(Ti) = Q \max \left(\frac{Td-Ti}{Td} \right)^n$

Q (Ti) : débit de crue au temps Ti.

Pour des crues pluviales nous avons m=2 et n=3.

Le temps de montée est généralement assimilé au temps de concentration $Tm = Tc$.

Le temps de décrue : $Td = \gamma Tm$ ou γ est donnée en fonction des caractéristiques du bassin versant et de la végétation. Dans notre cas $\gamma = 3$.

Les résultats de calcul ainsi que les différents hydrogrammes de crue sont présentés ci-après :

Ti (h)	Q (20)	Q (50)	Q (100)	Q (1000)	Q (10000)
0	173,8	239,1	295,8	536,7	876,4
0,5	153,0	210,4	260,3	472,4	771,4
1	133,9	184,2	227,8	413,4	675,1
1,5	116,4	160,2	198,2	359,5	587,1
2	100,6	138,4	171,2	310,6	507,2
2,5	86,2	118,6	146,8	266,3	434,8
3	73,3	100,9	124,8	226,4	369,7
3,5	61,8	85,0	105,1	190,7	311,5
4	51,5	70,8	87,6	159,0	259,7
4,5	42,4	58,4	72,2	131,0	214,0
5	34,5	47,5	58,7	106,5	174,0
5,5	27,6	38,0	47,0	85,3	139,3
6	21,7	29,9	37,0	67,1	109,6
6,5	16,7	23,0	28,5	51,7	84,4
7	12,6	17,3	21,4	38,8	63,4
7,5	9,2	12,6	15,6	28,3	46,2
8	6,4	8,9	11,0	19,9	32,5

Tab III.23 : Calcul de la décrue par la méthode de Sokolovsky pour différentes périodes de retour (Q en m³/s).

Ti (h)	Q (20)	Q (50)	Q (100)	Q (1000)	Q (10000)
0	0	0	0	0	0
0,5	2,7	3,7	4,6	8,4	13,7
1	10,9	14,9	18,5	33,5	54,8
1,5	24,4	33,6	41,6	75,5	123,2
2	43,5	59,8	74,0	134,2	219,1
2,5	67,9	93,4	115,5	209,6	342,3
3	97,8	134,5	166,4	301,9	493,0
3,5	133,1	183,1	226,5	410,9	671,0
4	173,8	239,1	295,8	536,7	876,4

Tab III.24 : Calcul de la montée de la crue par la méthode de Sokolovsky pour différentes périodes de retour.

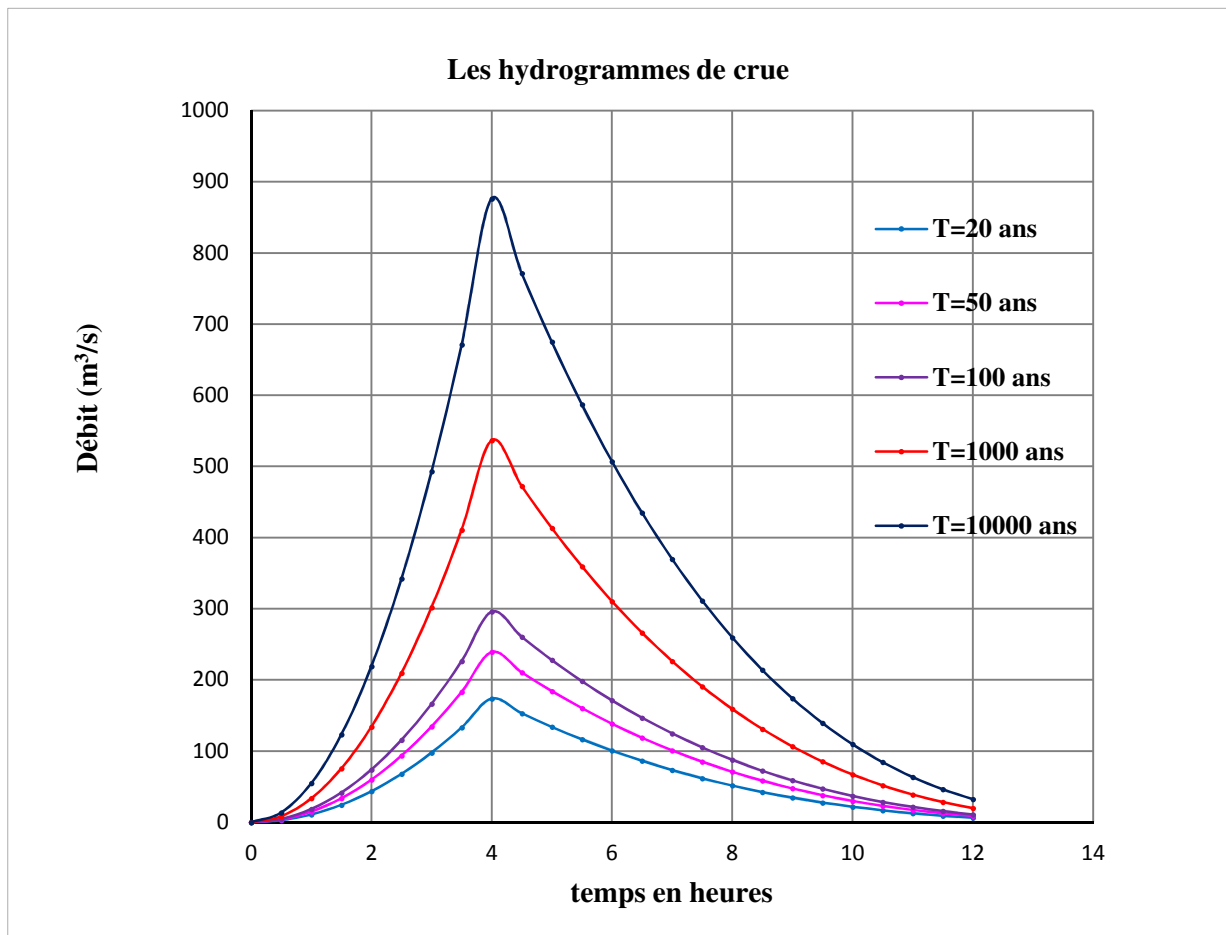


Fig III.16 : Les hydrogrammes de crue probables au site du futur Barrage

III.5.3. Choix de la crue de projet :

Pour dimensionner l'évacuateur de crues, il faut déterminer la crue maximale qu'il doit être évacué en prenant en compte l'effet de laminage par la retenue. Ce débit laminé est calculé sur la base d'un débit de pointe évalué à partir de l'étude du régime des crues. On fait, on est amené à faire un choix car il est évident qu'on ne pourra jamais protéger un ouvrage contre toute crue pouvant survenir on choisit donc une période de retour de crue, ce qui revient à accepter un certain risque qui devra être en rapport avec l'intérêt économique de l'ouvrage et les impératifs de sécurité liés au contexte local.

Voici quelques ordres de grandeurs courants concernant l'hydrologie :

Type de l'ouvrage	Période de retour
Barrage en terre	5.000 à 10.000 ans
Barrage en béton ou maçonnerie	500 à 1.000 ans
Petit barrage mais coûteux	20 à 500 ans
Digues	10 à 20 ans

Tab III.26 : Période de retour de la crue de projet en fonction du type de l'ouvrage.

En cas de vulnérabilités particulières, notamment en vies humaines, des valeurs supérieures peuvent être retenues.

Dans notre cas, pour faire face aux incertitudes hydrologiques et éviter toute submersion dans le cas où la variante barrage en remblais sera retenue, nous optons pour une crue de projet de probabilité de 0,1 % (T = 1000 Ans). D'où $Q_{1\%} = 536,7 \text{ m}^3/\text{s}$.

L'hydrogramme correspondant à cette crue de projet est le suivant :

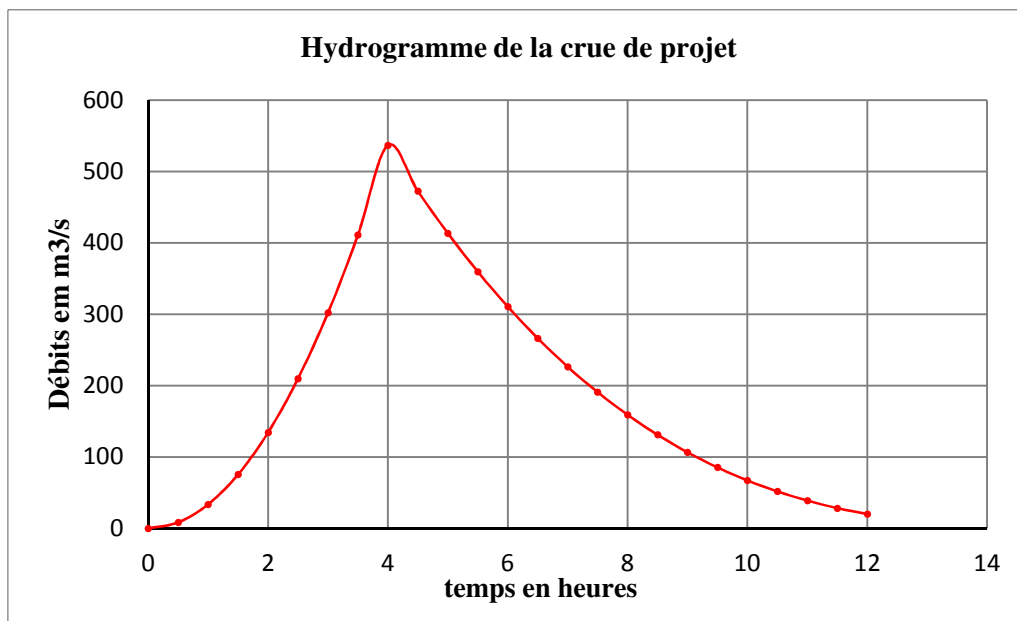


Fig III.17 : l'hydrogramme correspondant à la crue de projet choisit.

III.6. Les apports solides

La quantification des transports solides sera déterminée à partir des formules empiriques, étant donné l'absence de mesures au niveau de l'oued Berriche qui draine le bassin versant étudié.

a) Formule de Saidi : [D]

Cette formule a été établie sur la base des données d'observations de 18 barrages Algériens (Voir colloque sur l'érosion des sols et l'envasement des barrages), elle donnée par l'expression suivante :

$$q_s = 0,896q_l^{0,361} \cdot P^{0,885} \quad (\text{m}^3/\text{Km}^2.\text{an})$$

q_s : débit solide spécifique ($\text{m}^3/\text{Km}^2.\text{an}$) ;

q_l : débit liquide spécifique (l/s.Km^2) ;

P : pluviométrie moyenne annuelle (mm).

b) Formule de Tixeron-Sogreah : [L]

Cette formule a été établie à partir des données de 32 bassins Algériens et 9 bassins Tunisiens dont les surfaces varient de 90 à 22800 Km^2 , elle est recommandée pour la région de l'Est algérien.

$$T_a = KH^{0,15}$$

T_a : Volume total de solides, en t. / $\text{km}^2.\text{an}$.

H: Lamé d'écoulement en mm, déterminée à partir de l'apport moyen.

K: Paramètre caractéristique de la perméabilité du bassin.

K	Degré de perméabilité
8.5	Elevé
75	Moyen
350	Moyen à faible
1400	Faible
3200	Imperméabilité

Tab III.27 : Paramètre K pour différents degré de perméabilité du bassin.

c) Formule de Gravellovic : [L]

Cette formule prend en considération le coefficient de température et les caractéristiques physiques du bassin versant.

$$Q_{sp} = q_{sp}C_{rm} \quad (\text{m}^3/\text{Km}^2.\text{an})$$

$$q_{sp} = T\bar{P}\pi(Z)^{1/3}$$

$$T = \left(0,1 + \frac{t_0}{10}\right)^{1/2}$$

$$C_{rm} = \frac{\sqrt{P \cdot H_{moy}}}{0,25(L + 10)}$$

\bar{P} : Pluie moyenne interannuelle ;

T : coefficient thermique ;

t_0 : température moyenne interannuelle ;

Z : coefficient dépendant de l'érosion du sol ;

C_{rm} : coefficient de rétention ;

P : périmètre en Km du bassin versant ;

H_{moy} : altitude moyenne en Km ;

L : longueur du talweg principal en Km.

Type d'érosion	Z
Erosion excessive	1 - 1,5
Intense	0,7 - 1
Moyenne	0,4 - 0,7
Faible	0,2 - 0,4
Très faible	0,1 - 0,2

Tab III.28 : Paramètre « Z » en fonction du type d'érosion du sol.

Formule	Débit solide (m ³ /Km ² /an)
Formule de Saidi	177,3
Formule de Tixeront-Sogreah	1167,08
Formule de Gravellovic	14710,61

Tab III.29 : Résultats de calcul de transport solide par les formules empiriques.

A partir de ce tableau on peut constater que la formule de Sogreah et celle de Gravellovic présentent des valeurs très élevées en comparaison avec la formule de Saidi qui donne une valeur acceptable et conforme aux données lithologiques dominantes dans le bassin. En plus, cette dernière a été établie sur la base des données d'observations de barrages Algériens, On l'adopte donc pour la suite de cette étude.

Le volume mort du barrage :

Le volume mort est déterminé en fonction du volume total des sédiments, le nombre d'années de vie utile de l'ouvrage et le poids spécifique des sédiments.

La garde d'envasement correspondante au volume mort de la retenue est généralement calculée pour une durée de vie 50 ans pour les petits ouvrages hydrauliques en utilisant la formule suivante : [O]

$$V_m = \frac{T \cdot S \cdot T_a}{\gamma}$$

T: Durée de vie de l'ouvrage (années).

γ : Densité volumétrique des sédiments, en t/m³

Pour une durée de vie de l'ouvrage égale à 50 ans, le volume mort calculé par cette relation est de 1,52 Hm³ correspondant à une hauteur de 20,7 m ce qui est conforme aux normes fixés par le comité international des grands barrages CIGB concernant la tranche morte maximale admise ($h_{vmort} < 21$ m).

III.7. Régularisation

La régularisation de l'écoulement peut être définie comme le processus au moyen duquel on transforme le régime de l'écoulement naturel en l'adaptant aux nécessités du consommateur. Autrement dit, la régularisation de l'écoulement est l'accumulation de l'eau dans les périodes d'excès pour l'utiliser dans les périodes de déficit.

Le calcul de la régularisation rationnelle de l'eau est une garantie de la consommation.

Le choix de la garantie de consommation est établi en fonction des écarts relatifs dus aux facteurs intervenants sur le produit final alimenté en eau à partir du barrage. Pour chaque domaine d'activité on recommande une valeur probable de cette garantie. La valeur adoptée pour l'irrigation est estimée à 80% et celle de l'eau potable varie entre 90 % et 99 %.

Pour le cas du barrage Berriche, on est en possession d'une retenue à double destination : alimentation en eau potable + irrigation.

Les calculs se font donc en imposant au même temps la garantie propre à l'AEP et celle propre à l'irrigation, c'est-à-dire qu'aucune défaillance supérieure à 2 années sur 10 n'est permise dans le cas de l'irrigation et aucune défaillance supérieure à 1 an sur 10 n'est permise dans le cas de l'AEP si on adopte une garantie de 90%.

On distingue deux modes de régularisation : - Régularisation saisonnières

-Régularisation interannuelle

Si l'offre est supérieure à la demande c'est-à-dire si l'apport annuel excède la consommation, la retenue se vide et une régularisation saisonnière suffit.

Si la consommation dépasse l'apport, il est obligatoire de chercher une forme de régularisation pouvant couvrir le déficit de plusieurs années et ce, par une régularisation interannuelle. Dans ce type de régularisation, on accumule l'eau durant les années humides et on la restitue pendant les années sèches. Le cycle de remplissage et de restitution peut durer plusieurs années. Ce type de régularisation nécessite des retenues importantes pour satisfaire le consommateur aussi bien annuellement que sur plusieurs années.

Dans notre cas, l'apport annuel est inférieur à la demande, donc une régularisation interannuelle s'impose.

La méthode retenue pour effectuer ce type de régularisation est celle du bilan hydrique.

Les données de base nécessaires à une telle régularisation sont :

- La courbe (capacité – hauteur) caractéristique de la retenue ;
- Les apports mensuels de l'oued Berriche ;
- Les besoins en eau des utilisateurs ;
- L'évaluation des pertes (infiltration, évaporation).

III.7.1. Courbe caractéristique de la retenue :

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

$$\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \Delta H$$

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

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

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

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

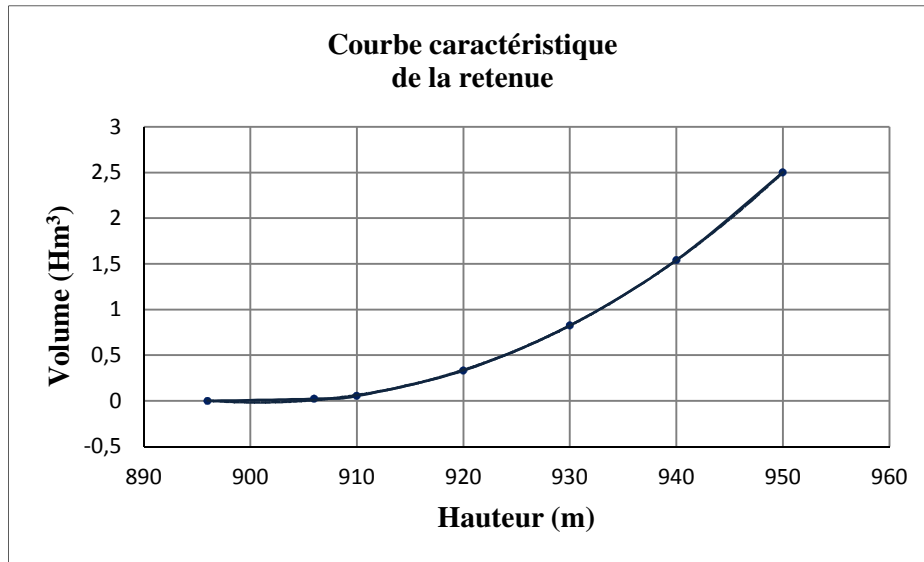


Fig III.18 : Courbe capacité-hauteur caractéristique de la retenue.

III.7.2. Evaluation des besoins en eau :

Commune à desservir	Besoins en Eau Potable			Besoins en irrigation		
	Horizon	Population	Besoin (Hm³/an)	Superficie (ha)	Volume (Hm³/an)	Périmètre
OuledAouf * Berriche *Chihat *Tamessaghit	2015	811	0,044	1795	8,97	Berriche, Chihat, Ain El Ouakouak, Tiremlli, Tamzerit, Tamssaghit
	2020	980	0,054			
	2030	1384	0,076			
	2040	1953	0,107			
Tilatou *Tilatou	2015	3594	0,1968	600	3	Périmètre non identifié
	2020	3968	0,3172			
	2030	4837	0,4148			
	2040	5896	0,4528			
Total	2040	7848	0,56	2395	11,97	

Tab III.30 : Tableau récapitulation des besoins en eau dans la région d'étude.

NB* :

- Dotation retenue AEP : 150l/hab/J ;
- Taux d'accroissement de l'ordre de 2 à 2,5% ;
- Dotation pour l'irrigation : 5000m³/Ha/an.

Modulation de la demande :

La répartition mensuelle des besoins en eau d'irrigation et d'AEP sont données dans les tableaux ci-dessous :

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
%	7,98	4,90	4,90	4,00	4,00	4,00	10,12	10,12	10,12	11,96	15,94	11,96

Tab III.31 : Répartition mensuelle de la demande en eau pour l'irrigation.

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
%	7,9	7,9	7,9	7,9	7,9	7,9	7,9	8,9	8,9	8,9	8,9	8,9

Tab III.32 : Répartition mensuelle de la demande en eau potable.

III.7.3. Evaluation des pertes

Les pertes au niveau d'une retenue sont dues à l'infiltration dépendant de l'étanchéité de la cuvette et à l'évaporation à partir du plan d'eau.

▪ **Pertes par évaporation :**

Le volume évaporé pour chaque mois est obtenu en multipliant la lame évaporée donnée par le tableau suivant par la surface du plan d'eau correspond au volume moyen

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Total
Ev (mm)	172,7	132,1	78,4	61,1	60,9	68,4	94,2	138,6	183,8	225,8	277,2	256,9	1750

Tab III.33 : Répartition mensuelle de l'évaporation au site du barrage.

▪ **Pertes par infiltration :**

Les pertes par infiltration sont très réduites étant donné l'étanchéité de la cuvette après l'étude géologique, on les considère comme nulles.

III.7.4. Calcul du volume utile :[C]

Méthode de Kritsky-Menkel :

Cette méthode nous permet de déterminer le volume utile du réservoir dans le cas d'une régularisation interannuelle à partir de la relation suivante :

$$V_u = A(\beta_s + \beta_{pa})$$

A : apport moyen interannuel ;

β_s : Composante saisonnière du volume utile ;

β_{pa} : Composante pluri-annuelle du volume utile.

Calcul de la composante saisonnière :

La composante saisonnière (β_s) est déterminée par la relation suivante :

$$\beta_s = \alpha (t - m)$$

α : Coefficient de régularisation ;

t : Durée de l'étiage en fraction de l'année ;

$$t = \frac{\text{nombre de mois secs}}{12} = \frac{6}{12} = 0,5$$

m : Volume de l'écoulement, pendant l'étiage en fraction de l'écoulement annuel total.

$$m = \frac{\text{Total des apports de la saison sèche}}{\text{Apport annuel}} = \frac{1,408}{5,2} = 0,27$$

Calcul de la composante pluri-annuelle :

La composante interannuelle est déterminée en utilisant les monogrammes de Pléchkov-Svanidzé. Cette composante est fonction de P% ; α ; Cv ; Cs ; r.

P% : Probabilité de garantie ;

α : Coefficient de régularisation ;

Cv : Coefficient de variation ;

Cs : Coefficient d'asymétrie ;

r : Coefficient de corrélation entre les écoulements des années voisines.

Les résultats de calcul de β_s et les valeurs de β_{pa} pour différents coefficients de régularisation ainsi que le volume utile correspondant sont présentées dans le tableau suivant :

Coefficient de régularisation	β_s	β_{pa}	Vu (Hm ³)
0,80	0,44	0,80	6,45
0,85	0,47	1,00	7,64
0,90	0,50	1,30	7,96
0,95	0,52	1,80	12,06

Tab III.34 : Volume utile de la retenue pour différents coefficient de régularisation.

III.7.5. Régularisation interannuelle

Méthode du bilan :

Cette méthode se base sur la simulation de fonctionnement de la retenue à partir de la série d'apport générée précédemment sur une période de 35 ans au site du barrage Berriche.

Le calcul est effectué en analysant chaque mois de la série des années considéré, en appliquant l'équation du bilan mensuelle qui se présente comme suit :

$$V_i = V_{i-1} + A_i - P_e - D_i$$

V_i : Volume d'eau pour le mois i ;

V_{i-1} : Volume d'eau pour le mois $i-1$;

A_i : Apport pendant le mois i ;

P_e : Pertes par évaporation ;

D_i : Demande du mois i .

Pour commencer le processus de calcul, on a supposé que la réserve initiale du premier mois est égale à la moitié du volume utile.

Pour le mois suivant, on prend le volume résiduel du premier mois comme réserve initial. Les autres étapes de calcul sont les même que pour le second mois.

Plusieurs cas de simulation ont été traités pour différentes coefficients de régularisation ($\alpha=0,5$; $0,85$; $0,9$; $0,95$), en faisant varier le volume régularisé jusqu'à l'obtention d'un déficit moyen admissible (10% pour l'AEP et 20% pour l'irrigation).

En annexe III.8, nous avons présenté les étapes de calcul effectuées par un programme sous Excel pour le premier et le second mois de la première année pour un coefficient de régularisation $\alpha=0,9$.

Coefficient de régularisation	0,8	0,85	0,9	0,95
Nombre d'années de simulation (ans)	35	35	35	35
Apport moyen annuel (Hm ³)	5,2	5,2	5,2	5,2
Volume utile (Hm ³)	6,45	7,64	7,96	12,06
Volume annuel régularisé « AEP »(Hm ³)	0,56	0,56	0,56	0,56
Volume annuel régularisé « irrigation »(Hm ³)	3,44	3,5	3,98	4,18
Volume annuel régularisé total (Hm ³)	4	4,06	4,54	4,74
Nombre d'années déficitaires « AEP » (ans)	4	4	4	4
Nombre d'années déficitaires « irrigation » (ans)	7	7	7	7

Tab III.35 : Résultat de la méthode du bilan.

III.8.Laminage des Crues :

III.8.1. Description du phénomène :

Le laminage de la crue correspond au stockage partiel et temporaire dans la retenue d'un volume d'eau entrant. Dans les conditions les plus défavorables, ce volume d'eau se situera dans la tranche entre le niveau normal(NNR) et le niveau des plus hautes eaux(NPHE).

L'hydrogramme sortant de l'évacuateur après laminage sera aplati que l'hydrogramme entrant dans la retenue.

Cet effet de laminage permettra d'atténuer l'effet de la crue sur le barrage donc diminuer le débit max à évacuer par notre évacuateur.

III.8.2. Principe de calcul :

Le calcul de laminage a pour but de dimensionner la largeur du déversoir, ainsi que le niveau forcée des eaux (NPHE), qui dépend de la capacité de l'évacuateur de crue.

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

$$Q(t). dt = q(t) + S(t). dH$$

Avec :

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

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

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

Le débit cumulé à l'instant t est :

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

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

Cette étude peut se faire par calcul sur ordinateur, ou par des méthodes purement dites hydrauliques, basées sur la formule de déversoir telles que ; la méthode de BLACKMORE, la méthode de KOTCHERINE, la méthode de MUSKINGUM et de HILDEN BLAT.

Dans notre cas, nous allons effectuer le calcul de laminage en utilisant deux méthodes différentes : la méthode de KOTCHERINE et celle de MUSKINGUM.

III.8.3. Méthode de KOTCHERINE : [M]

C'est une méthode grapho-analytique se basant sur les principes suivants :

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

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

$$Q = mb\sqrt{2g}H^{2/3}$$

m: coefficient de débit dépend la forme de déversoir ;

b: largeur du déversoir en (m) ;

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

$$H_0 = H + \frac{\alpha V_0^2}{2g}$$

H_0 : charge global ;

$\frac{\alpha V_0^2}{2g}$: Charge dynamique liée à la vitesse d'écoulement. On prend $\alpha = 1$;

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

$$V_0 = Q/S \quad \text{avec} \quad S = b H.$$

On fait le calcul des nouveaux débits en variant la largeur b de 20 à 80 m selon la formule :

$$Q = mb\sqrt{2g}H^{2/3}$$

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

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

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

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

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

$$V_{\text{cr}} = \frac{1}{2} Q_{\%} T_b$$

T_b : temps global de la crue

Tous les calculs de cette méthode sont rassemblés en annexe III.9.

Le graphique de KOTCHERINE résultant ainsi que la lame déversée et le débit correspondant tirés de celui-ci pour chaque largeur sont les suivants :

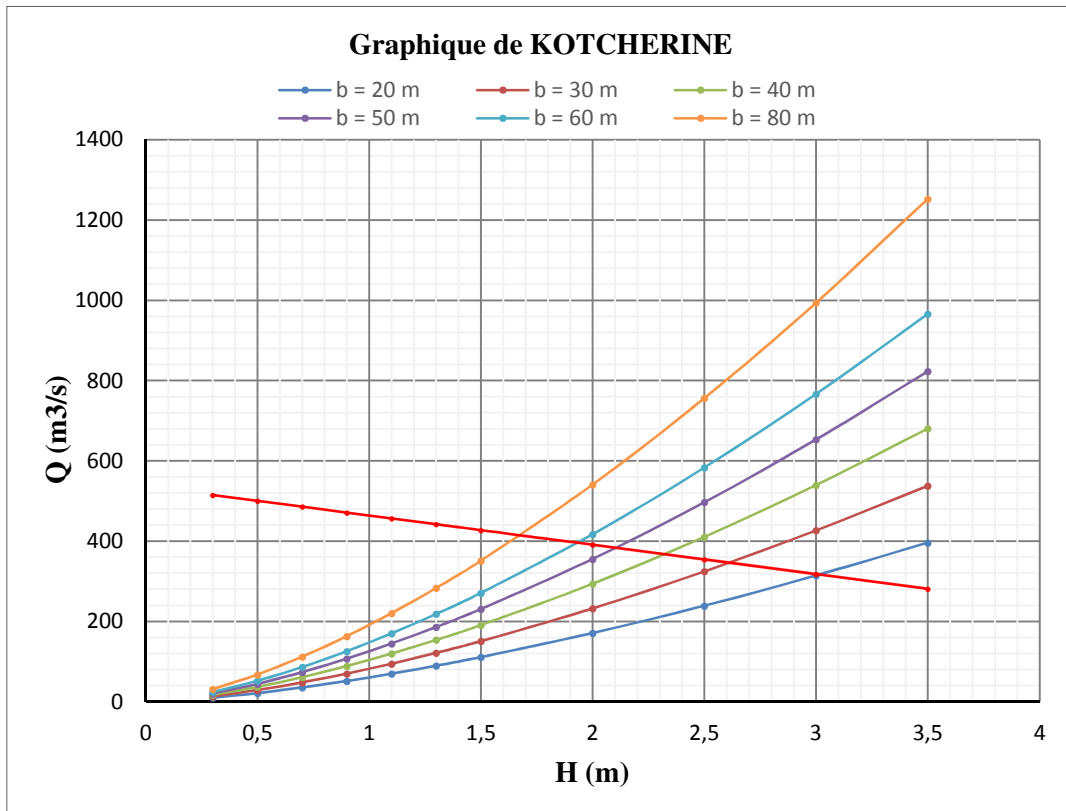


Fig III.19 : Graphique de KOTCHERINE.

Largeur	Lame déversée (m)	Débit déversée (m^3/s)
20	2,4	224
30	2,1	248
40	1,86	264
50	1,7	280
60	1,56	288
80	1,36	300

Tab III.36 : Lame déversée et débit correspondant obtenus par la méthode de Kotcherine pour différentes largeurs du déversoir.

III.8.4. Méthode de MUSKINGUM : [M]

C'est une méthode très utilisée pour établir le laminage naturel dans la rivière, cette dernière a été adaptée pour le laminage artificiel à travers un réservoir (un barrage dans notre cas).

Cette méthode permet d'obtenir l'hydrogramme de sortie (O).

Principe de calcul :

L'équation du bilan s'écrit ainsi :

$$2 * \frac{S_2}{\Delta t} + O_2 = I_1 + I_2 + 2 * \frac{S_1}{\Delta t} + O_1 - 2 * O_2$$

Cette équation permet de résoudre le problème car elle permet de calculer la quantité inconnue ($2 * \frac{S_2}{\Delta t} + O_2$) en fonction de celle qui figure dans le membre droit de l'équation.

Rappelons que les indices 1 et 2 désignent le début et la fin de l'intervalle de temps Δt .

Le calcul se fait de manière récursive, sachant qu'à chaque itération I_1 et I_2 sont connus de l'hydrogramme d'entrée et les quantités $2 * \frac{S_1}{\Delta t} + O_1$ et O_2 sont aussi connues car elles représentent les conditions initiales avant le début de la crue.

Il nous reste de déterminer le débit de sortie O_2 à partir de la quantité $2 * \frac{S_2}{\Delta t} + O_2$, il revient à tracer la courbe caractéristique propre au barrage $O_2 = f(2 * \frac{S_2}{\Delta t} + O_2)$; cette courbe est indépendante de l'hydrogramme d'entrée, elle dépend juste de la profondeur « h » dans le réservoir, on se donne arbitrairement un certain nombre de valeur de h pour couvrir adéquatement la variation du débit pendant la crue.

O_2 le débit de sortie sera calculé par la formule suivante :

$$O_2 = m * b * \sqrt{2 * g * h^3}$$

b : la largeur du déversoir,

m : coefficient de débit = 0.49 dans notre cas,

g : accélération de la pesanteur

Et le volume S est tiré de la courbe hauteur- capacité de notre barrage déjà présentée.

Tous ce travail sera fait pour les différentes largeurs de l'évacuateur de crue, les calculs sont donnés en annexe III.10 et les hydrogrammes d'entrée et de sortie pour chaque largeur sont représentées si dessous :

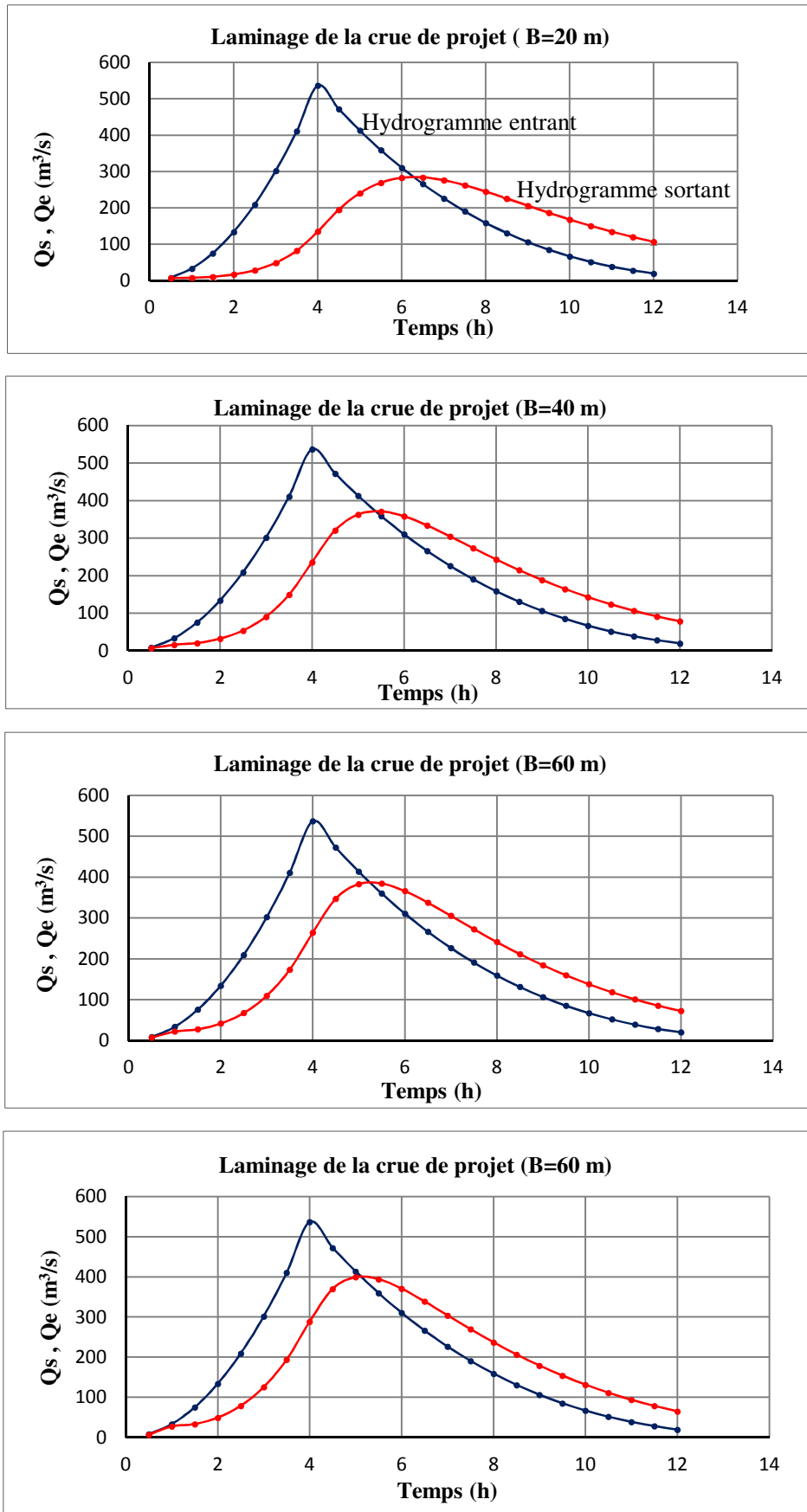


Fig III.20 : Courbes de laminage de crue par la méthode de Muskingum pour différentes largeurs de déversoir.

Conclusion

Dans le cadre de cette étude hydrologique, on s'est intéressé à déterminer les plus importants facteurs hydrologiques dont on cite : le climat, le régime pluviométrique, les apports, les crues fréquentielles et le transport solide au niveau du bassin versant de l'oued Berriche.

L'absence de postes de mesures au niveau du bassin versant de Berriche nous a amené à chercher d'autres sources de données pour pouvoir estimer ces différents facteurs à savoir :

- Station climatologique de la wilaya de Batna ;
- Stations pluviométriques autour du bassin ;
- Station hydrométrique qui se trouve au bassin de Chemorah pris comme bassin versant analogue à notre bassin d'étude ;
- Données évapométriques du barrage de K'SOB ;
- Cartes pluviométrique et évapométrique du nord algérien établis par l'ANRH.

En plus de ces données, On a eu recours aux formules empiriques qui ne donnent qu'une première approximation.

Il est à signaler que le réseau de mesure au voisinage du bassin versant de l'oued Berriche est très faible et le peu de stations qui existent, souffrent de lacunes et de la mauvaise qualité pour certaines (ce qui est démontré par les tests statistiques pour les stations 05_12_03 et 05_12_06).

Partant du fait que l'estimation des paramètres hydrologique et de leur variabilité est d'autant plus fiable que les mesures sont fréquentes et denses, on recommande l'enrichissement du réseau pluviométrique et hydrométrique dans la région d'étude et l'implantation des stations de mesure à l'intérieure du bassin versant de l'oued Berriche pour une étude plus précise.

Les principaux éléments hydrologiques du bassin versant de l'oued Berriche au site du barrage de Berriche sont les suivants :

- Surface du bassin versant $S=172 \text{ km}^2$;
- Longueur de l'oued principale $L=26,5 \text{ Km}$;
- Altitude moyenne $H_{\text{moy}} = 1373,8 \text{ m}$;
- Temps de concentration $T_c = 4 \text{ h}$;
- Evaporation moyenne $E_v = 1750 \text{ mm}$;
- Précipitation moyenne $P = 400 \text{ mm}$;

- Pluie journalières maximales fréquentielles en mm :

$$P_j \text{ max (20 ans) } = 77,7$$

$$P_j \text{ max (50 ans) } = 94,2$$

$$P_j \text{ max (100 ans) } = 107,1$$

$$P_j \text{ max (1000 ans) } = 153,3$$

$$P_j \text{ max (10000 ans) } = 206,0$$

- Apport moyen annuel $A = 5,2 \text{ Hm}^3$
- Crues maximales fréquentielles en m^3/s :

$$Q \text{ max (20 ans) } = 173,8$$

$$Q \text{ max (50 ans) } = 239,1$$

$$Q \text{ max (100 ans) } = 295,8$$

$$Q \text{ max (1000 ans) } = 536,7$$

$$Q \text{ max (10000 ans) } = 876,4$$

- Volume mort $V_m = 1,52 \text{ Hm}^3$
- Volume utile : $V_u = 7,96 \text{ Hm}^3$
- Volume total régularisé $V_r = 4,54 \text{ Hm}^3$

Pour le laminage de crue, on remarque que les deux méthodes donnent relativement des résultats proches les uns des autres.

Pour la suite des études on va se baser sur les résultats de la méthode de Muskingum, car elle est basée principalement sur le principe de conservation de masse et fait intégrer la relation entre le stockage le débit d'entrée et le débit de sortie, de plus cette méthode est aussi la plus utilisée dans les études de barrage.

Les résultats de cette méthode sont résumés dans le tableau suivant :

B (m)	Qd (m^3/s)	Hd (m)
20	284,08	3,48
40	371,33	2,62
60	384,21	2,04
80	399,33	1,73

Tab III.37 : Résultats de la méthode de Muskingum



Chapitre IV :

*Choix des variantes du
barrage et de ses ouvrages
annexes*



Introduction :

Après la recherche et la sélection du site d'implantation du barrage, On doit réfléchir aux différents types d'ouvrages envisageables, en fonction des conditions et contraintes locales relevées précédemment. En fait, si la gamme des barrages est assez large, il existe des critères simples permettront très vite de distinguer deux à trois variantes. Dans ce chapitre, nous allons présenter brièvement ces différents critères et exposer le choix définitif de la variante retenue pour le barrage et ses ouvrages annexes.

IV.1. Généralités sur les types des barrages : [H]

Il existe deux principales catégories de barrages:

- Les barrages en remblai ;
- Les barrages rigides.

A/ Barrages en remblai : Ils comprennent :

a) Les digues en terre : Les digues en terre se subdivisent en deux types principaux à savoir :

- **Les digues homogènes**, dont le massif est composé d'une seule catégorie de matériau, ils sont les plus souvent réalisés en argile peu plastique dont les caractéristiques tant hydrauliques que mécaniques permettent en toute sécurité d'adapter des pentes des talus de 1/2 ou 1/2,5 en amont et en aval, moyennant le respect des spécifications de compactage ;
- **Les digues zonées**, constituées d'un noyau étanche au centre et des recharges en matériaux plus grossiers dont le rôle essentiel est d'assurer la stabilité de l'ensemble du massif. On s'oriente souvent vers ce type de choix pour des ouvrages de grandes hauteurs ou lorsqu'on constate l'hétérogénéité des matériaux disponibles sur place et lorsque le volume de matériaux étanche est insuffisant pour constituer tout le corps du barrage.

Le massif est donc divisé en plusieurs zones chacune étant constituée d'un matériau différent, en fonction du rôle qu'elle joue.

b) Les barrages en enrochements :

Pour les barrages en enrochements, l'étanchéité est obtenue soit par un noyau central soit par un masque amont (géo-membrane ou voile bitumineux par exemple). C'est un ouvrage poids car la résistance à la poussée de l'eau est assurée par le poids du massif.

c) Les barrages en gabions :

Les barrages en gabions sont des barrages homogènes à zones (une partie pouvant être en enrochement) munis à l'aval d'une partie déversante en gabion.

B/ Les barrages rigides : Ils comprennent :

a) Les barrages poids en béton :

Dans ce type d'ouvrages, le poids assure la stabilité vis-à-vis de la poussée hydrostatique et des sous pressions, ils sont réalisés soit en béton conventionnel vibré, soit en béton compacté au rouleau (B.C.R), cette dernière catégorie est réservée généralement pour des grands ouvrages.

b) Les barrages à contreforts :

Ils sont constitués d'un voile d'étanchéité en béton armé souvent incliné vers l'aval, qui s'appuie sur des contreforts de forme triangulaire qui assurent la stabilité de l'ouvrage, ce sont des ouvrages qui nécessitent de faibles volumes de béton, par contre les coffrages doivent être réalisés avec soin, comme pour les barrages poids la fondation doit être de bonne qualité et traitée au besoin.

c) Les barrages voûtes :

Les barrages voûtes sont à réserver à des vallées rocheuses étroites, avec des fondations présentant de bonnes qualités mécaniques, moyennant quoi ils peuvent alors constituer des solutions économiques par rapport à des barrages poids par exemple, ils sont cependant très rarement utilisés pour les ouvrages de petites hauteurs de retenu.

IV.2. Critères de choix d'un type de barrage :

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

- La topographie et les apports du bassin versant ;
- La morphologie de la vallée ;
- Les conditions géologiques et géotechniques ;
- La disponibilité en matériaux ;
- Critères hydrauliques et régime des crues.

Dans plusieurs cas, après considération de ces aspects, plusieurs types de barrages resteront possibles. Des considérations socioéconomiques permettront alors de répartir les solutions.

a) Topographie et apport du bassin versant :

La topographie d'un site influe fortement sur le choix de l'ouvrage futur.

Elle consiste, en premier lieu, à vérifier si le bassin versant autorise le remplissage de la retenue en fonction des apports et à calculer avec quel risque de défaillance.

En second lieu, elle consiste à vérifier la possibilité d'implantation du barrage et de ses ouvrages annexes.

b) Morphologie de la vallée :

Tout barrage est nécessairement lié à son environnement ; la morphologie de la vallée joue un rôle important dans le choix du site du barrage et du type d'ouvrage le mieux adapté.

Bien entendu, l'emplacement idéal et le plus économique est celui d'un site étroit, précédé à l'amont par un élargissement de la vallée, à condition que les appuis du barrage soient sains.

En effet, une vallée large conviendra mieux à l'aménagement d'un barrage en remblai ; un site étroit conviendra aussi à un barrage poids et un site très étroit conviendra aussi à une voûte. Tout cela sous réserve que les fondations le permettent.

c) Géologie et conditions de fondation :

La nature, la résistance, l'épaisseur, le pendage, la fracturation et la perméabilité des formations rencontrées au droit du site constituent un ensemble de facteurs déterminants dans la sélection du type de barrage. Ainsi les ouvrages rigides en béton ne s'accommoderont généralement sauf pour de petites hauteurs, que des fondations rocheuses saines, à contrario, les barrages souples en terres c'est-à-dire les barrages en matériaux locaux, en enrochements ou en gabions peuvent être fondés sur des substrats meubles, dont on doit cependant vérifier la bonne résistance mécanique. Notons aussi que la nécessaire imperméabilité de la fondation commande la nature et la forme du dispositif d'étanchéité à prévoir sous le barrage.

d) La disponibilité en matériaux (zones d'emprunt) :

Le choix d'un type de barrage est subordonné à la disponibilité des matériaux de construction en qualité et quantité suffisante.

La distance d'approvisionnement doit être aussi réduite que possible pour minimiser les coûts de transport et optimiser le délai de réalisation en parant à tout retard qu'entraînerait un problème d'approvisionnement dans le cas d'un site éloigné.

D'une manière générale, si l'on dispose des sols limoneux ou argileux de qualité et en quantité suffisante (1,5 à 2fois le volume du remblai), la solution du barrage en terre homogène ou pseudo zoné s'impose comme la plus économique, du moins tant que les débits de crues à évacuer restent modestes.

Si l'on dispose de matériaux imperméables en quantité limitée, et par ailleurs de matériaux grossiers ou d'enrochements, il est envisageable de construire un barrage en terre zoné ou en enrochements avec noyau argileux.

Si l'on ne dispose que de matériaux grossiers ceux-ci peuvent être exploités pour édifier un remblai homogène, l'étanchéité étant assurée par une paroi ou coulis ou par une étanchéité amont artificielle.

Si l'on ne dispose que de l'enrochement, un barrage en enrochements compactés avec étanchéité amont rapportée (géomembrane, masque en béton hydraulique ou béton bitumineux) conviendra.

La solution béton, en particulier la solution BCR peut également s'avérer compétitive, sous réserve de fondation suffisamment bonne nécessitant pas de fouilles trop importantes.

c) Critères hydrauliques

Des considérations d'ordre hydraulique peuvent également entrer en ligne de compte. Les ouvrages en béton ou en maçonnerie offrent par exemple de meilleures garanties de sécurité vis-à-vis des incertitudes de l'hydrologie, les surverses ne leur causent en effet que des dégâts mineurs, au contraire un barrage en terre classique ne supporte rarement un débordement par-dessus de la crête. Par contre, pour évacuer des débits importants, on peut être amené (s'il n'y a pas d'aménagements en aval) de choisir des barrages en terre rendus totalement déversant par la pose d'un parement aval en gradins de gabions, en matelas Reno ou en perré mastic bitumineux par exemple, la crête étant également revêtue.

On s'oriente aussi de préférence vers des ouvrages rigides lorsque le projet comporte des ouvrages hydrauliques importants à insérer dans le barrage : vannes segments, vidanges et prises de gros diamètres, conduites forcées, etc.....

d) Critères socio-économiques

Le choix de certains types d'ouvrages est quasiment conditionné par des considérations socio-économiques qui peuvent être regroupées en trois (03) critères à savoir :

- La disponibilité de la main d'œuvre ;
- Les objectifs généraux du projet ;
- Les sujétions d'entretien.

IV.3. Choix de variante pour le barrage de Berriche :

Sur la base du rapport hydrologique, la topographie du terrain, la géologie de la fondation au niveau de l'axe du barrage et les matériaux de construction, deux variantes principales sont envisageables pour le barrage de Berriche :

- Barrage en enrochement ;
- Barrage poids en béton.

Normalement le choix définitif entre ces deux variantes devrait se faire à la base d'une étude technico-économique détaillée pour pouvoir définir la digue et les ouvrages annexes optimales.

Par faute de temps et de manque de données, on procède par une comparaison entre les deux variantes selon les critères de choix mentionnés précédemment.

D'après l'étude géologique et géotechnique, la fondation à l'axe du barrage, composé de calcaire avec des alternances en marne, possède de bonnes conditions de stabilité, de portance et d'étanchéité, se prêtent ainsi à l'édification de tous types de barrages, en particulier, le barrage poids en béton et le barrage en enrochement.

Le site du barrage possède aussi de bonnes conditions topographiques et morphologiques, en effet, les gorges au niveau du site sont très rétrécies et les deux rives sont bien encaissées et présentent des pentes abruptes qui conviennent parfaitement à un barrage en béton.

Quant aux matériaux de construction, on dispose au niveau du site des enrochements en quantité et en qualité contrairement aux matériaux argileux et aux alluvions.

Si on adopte la solution d'un barrage en enrochement, l'étanchéité sera garantie soit par un noyau argileux, donc on doit rechercher d'autres zones d'approvisionnement en matériaux fins qui risquent d'être éloignés du site, soit par un masque amont en béton ou en géomembrane.

Si, par contre, on adopte la solution d'un barrage poids en béton, les agrégats nécessaires pour la confection du béton peuvent être facilement obtenus par un simple concassage des roches qui se trouvent au niveau du site, le ciment ne pose aucun problème du moment que la cimenterie de Ain Touta se trouve à 10 km seulement du site.

Il est à signaler que l'exploitation des roches pour un barrage en enrochement nécessite une grande quantité d'explosifs ce qui n'est pas le cas pour un barrage en béton.

Un avantage marqué pour la solution barrage en béton en ce qui concerne les délais global de réalisation ; dans ce cas la maîtrise des délais de réalisation est plus facile, parce qu'une fois entamé, le bétonnage pourra se poursuivre sans interruption. Par contre, pour un barrage en enrochement, la dépendance par rapport aux saisons risque d'entraîner un retard d'une année sur les délais prévu.

De point de vue sécurité, Le barrage béton offre de meilleures garanties de sécurité vis-à-vis les incertitudes de l'hydrologie vu que la submersion de celui-ci par une crue imprévisible ne lui cause que des dégâts mineurs contrairement au barrage en enrochement qui ne support pas la submersion.

La comparaison des solutions possibles ne doit pas se limiter au corps du barrage, celui-ci est accompagné de nombreux ouvrages annexes qui sont beaucoup plus coûteux dans le cas des barrages en matériaux locaux que dans le cas des barrages en béton : évacuateur de crues, prise d'eau, ouvrage de dérivation des eaux pendant la construction.

Le barrage béton offre la possibilité d'incorporer la totalité des ouvrages annexes dans le corps de la digue, cela permet de minimiser le cout de l'aménagement.

Tandis que le barrage en enrochement nécessite des travaux d'excavations et de terrassement trop importants pour l'implantation des ouvrages annexes sans oublier le problème de la dureté de la roche, une solution qui n'est pas économique.

Conclusion

En conclusion, la solution barrage poids en béton s'impose comme la plus avantageuse du point de vue technique et économique pour les raisons suivants :

- La possibilité de regrouper dans le barrage tous les ouvrages annexes, contrairement au barrage en enrochement ;
- En particulier, pour l'évacuateur de crue, l'économie d'un ouvrage séparé d'une grande ampleur comportant un grand volume d'excavation ;
- Une certaine indépendance par rapport aux saisons et aux aléas hydrologiques; une submersion éventuelle du chantier par une crue imprévue aurait des conséquences limités
- Un délai de réalisation court.
- Une extension limitée du chantier car les granulats pour béton seront extraits à proximité du site.

IV.4. Les ouvrages annexes

Relégués à l'arrière-plan par la structure importante du barrage, mais en rien inférieures pour la sécurité de l'exploitation de l'aménagement, tels sont les ouvrages annexes: évacuateur de crues, vidange de fond, dérivation provisoire et la prise d'eau.

Chaque catégorie de ces ouvrages comporte différentes variantes, représentant des avantages et des inconvénients, le but est donc de choisir le type d'ouvrage le plus adéquat à notre barrage de point de vue fonctionnement et économie.

IV.4.1. Evacuateur de crue :

Les évacuateurs de crue sont les organes qui permettent le transit des crues à travers le barrage en contrôlant les côtes maximales atteintes par le barrage de manière à ce qu'elles restent inférieures aux côtes assurant la stabilité de l'ouvrage.

IV.4.1.1. Typologie des évacuateurs de crues : [H]

Plusieurs classifications sont possibles parmi les évacuateurs de crue. On peut par exemple diviser les évacuateurs de crue en deux grandes familles :

- Les évacuateurs de crue à surface libre encore appelés déversoirs à seuil libre.
- Les évacuateurs de crue vannés. Cette seconde famille se décompose elle-même en deux grandes sous-familles d'organes :
 - Les évacuateurs vannés de surface.
 - Les évacuateurs vannés dit "de fond" ou de "demi-fond".

Les évacuateurs de surface prélèvent l'eau à évacuer à une cote proche de la cote normale de retenue du barrage.

Les évacuateurs de fond ou de demi-fond fonctionnent en charge en prélevant l'eau à une cote très inférieure à celle de la retenue.

La créativité des ingénieurs les a amenés à concevoir une grande variété d'évacuateurs de crue différents dans ces grandes familles :

- Vannes plates, vannes secteurs, clapets abaissant etc.. pour les évacuateurs vannés.
- Déversoir à seuil libre à crête plate ou profilé, à entonnement frontale ou latérale, avec un seuil rectiligne, circulaire, voire de forme labyrinthe.
- Il n'est pas rare de voir, sur un même barrage, des évacuateurs de crue de nature très différente.

IV.4.1.2. Principaux avantages et inconvénients

Les déversoirs à seuils libre se révèlent la meilleure option en termes de fiabilité, simplicité, sécurité, coûts de construction et maintenance. Ils ne nécessitent aucune intervention humaine pour leur fonctionnement et ne sont donc pas susceptible de tomber en panne en cas de crue, ou bien de s'ouvrir intempestivement en période normale. Cependant, ils ne permettent aucune maîtrise du débit déversé. La côte de crête du seuil est fixée à la retenue normale du barrage. La cote maximale atteinte en crue peut être nettement supérieure à la côte de retenue normale.

Les évacuateurs vannés ont un seuil calé sous la côte de retenue normale du barrage. Ils permettent d'évacuer un débit significatif à cette côte. Ils autorisent donc une optimisation du volume d'eau stockée en période normale pour une même côte des plus hautes eaux en crue. C'est la raison pour laquelle ce type d'évacuateurs a la préférence des exploitants de barrage dont le but principal est la production d'hydroélectricité.

IV.4.1.3. Choix de l'évacuateur de crue :

La solution la plus simple et la plus sécurisante pour un barrage poids reste l'évacuateur de surface à déversoir linéaire, situé en partie centrale du barrage. C'est cette variante qu'on va adopter pour notre barrage.

Dans ce cas, le déversement est effectué d'une façon coaxiale à l'axe du barrage et la lame d'eau passe du haut en bas par les organes suivants

- Déversoir ;
- Coursier ;
- Dissipateur d'énergie ;
- Bassin de dissipation.

A- Déversoir : [B]

En écoulement dénoyé, les déversoirs linéaires ont une loi de débit de la forme :

$$Q = \mu \cdot L \cdot h^{3/2} \sqrt{2g}$$

Où μ désigne le coefficient de débit qui dépend de la forme du seuil, L la largeur de déversoir et h la charge maximale au-dessus du seuil.

Du point de vue hydraulique, on aura intérêt à donner au déversoir-poids un profil standard (Profil Creager, WES ou USBR) dont la forme théorique est conçue pour s'adapter à la face intérieur de la lame d'eau de façon que celle-ci ne puisse pas se décoller et n'exerce pas d'effort sur le parement (le résultat étant un meilleur coefficient de débit).

La construction géométrique d'un déversoir de profil standard est donnée par la figure suivante :

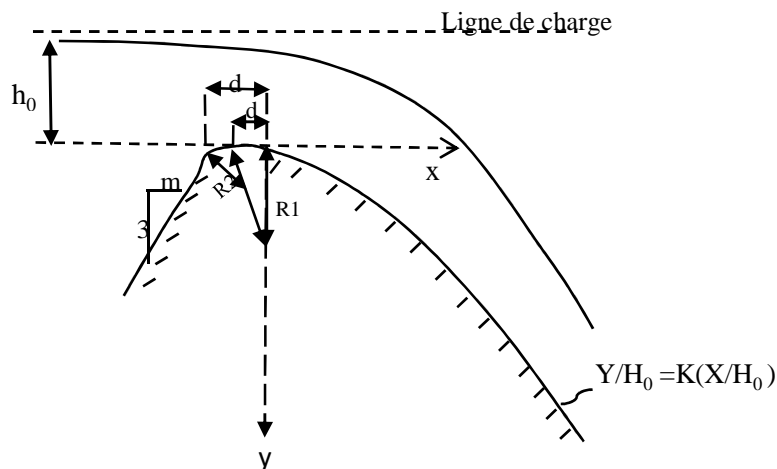


Fig IV.1 : Profil d'un déversoir standard

Les valeurs de k , n , R_1/h_0 , R_2/h_0 , d_1/h_0 , d_2/h_0 , fonctions de l'angle d'inclinaison du parement amont sont données au tableau :

m	Pente parement amont	K	n	R_1/h_0	R_2/h_0	d_1/h_0	d_2/h_0
0	Vertical	0.500	1.85	0.50	0.20	0.175	0.282
1	3/1	0.517	1.836	0.68	0.21	0.189	0.237
2	3/2	0.516	1.810	0.48	0.22	0.115	0.214
3	3/3	0.534	1.776	0.45	0*	0.119	0.119

* : Un seul arc de cercle à l'amont pour le parement à $45^\circ = 3/3$

Tab IV.1 : paramètres d'un déversoir standard en fonction de la pente du parement amont

▪ **Les piles : [N]**

Lorsque la largeur de déversoir devienne importante, ce dernier est subdivisé par des piles de différentes formes et tailles qui ont pour but de :

- Imposer à l'écoulement une direction déterminée pour que le débit soit distribué uniformément tout au long du déversoir
- Supporter un pont d'accès traversant le déversoir ;
- Loger ou supporter des installations mécaniques ou électriques comme des vannes ou des clapets.

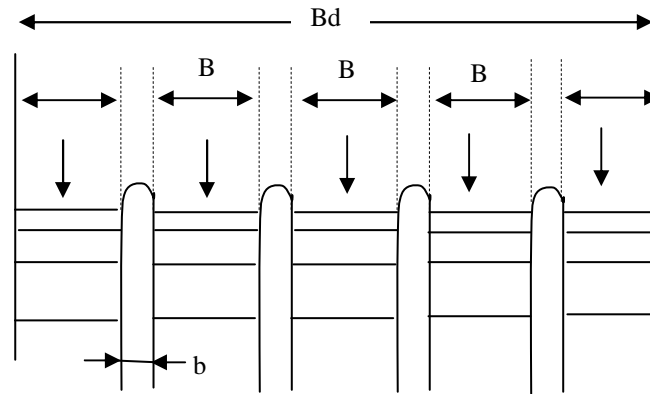


Fig IV.2 :Les piles dans un déversoir.

Si B est la largeur géométrique entre deux piles, la largeur efficace B_e est :

$$B_e = B - 2K_p \cdot H_0$$

Où K_p est le coefficient de contraction latérale qui dépend de la charge d'eau et de la forme de la pile.

Dans la formule générale du déversoir $Q = \mu \cdot L \cdot \sqrt{2gh}^{3/2}$, la largeur L est en fait la largeur effective de déversement, la largeur géométrique entre deux piles s'obtient donc en connaissant L et K_p .

Les dimensions et le nombre de piles à installer sur le déversoir de notre barrage seront développés dans le chapitre suivant.

B- Coursier : [H]

Le coursier est la partie de l'évacuateur de crues qui permet le passage de l'eau de la côte du déversoir vers les ouvrages de dissipation.

Dans notre cas, la différence de côte entre le déversoir et l'ouvrage de dissipation est relativement importante, afin de rattraper cette différence on peut concevoir un coursier qui possède la géométrie du barrage lui-même et garde la même largeur de déversoir. On parle alors d'un déversoir à coursier, ce dernier a la particularité d'avoir des vitesses d'écoulement trop élevées qui atteignent les 20 à 30 m/s, pour cela, un revêtement en béton armé lissé d'une épaisseur d'environ 20 cm est prévu pour éviter tout risque de cavitation.

La hauteur des murs bajoyers du coursier, fonction du tirant d'eau, doit tenir compte d'une revanche suffisante pour éviter tout débordement sur le talus du barrage, en générale cette revanche est de l'ordre de 0,5 m.

C- Dissipateur d'énergie :

Les dissipateurs d'énergie sont des structures chargées d'alléger l'importante énergie cinétique que l'eau acquiert dans sa chute. Il existe plusieurs types d'organes dissipateurs avec des principes de fonctionnement quelque peu différents à savoir :

- Les becs dérivateurs ou sauts de ski ;
- Les cuvettes de dissipation submergées ou dissipateurs à auge ;
- Les bassins de type impact ;
- Les bassins à ressaut.

Dès que le barrage atteint une hauteur importante, la meilleure solution pour dissiper l'énergie au pied du coursier, est le saut de ski. Cette solution s'avère intéressante pour le barrage de Berriche même sur le plan économique.

Le saut de ski est constitué d'une cuvette cylindrique placée au pied du coursier et terminée par un bec qui fait office de tremplin où l'eau est relancée vers le haut suivant un angle que l'on choisit en général de l'ordre de 35° à 45°. Il y a donc dissipation d'une partie de l'énergie du jet dans l'air avant qu'il retombe à une distance X donnée par la relation suivante :

$$X = 2C \left(Y + \frac{V^2}{2g} \right) \sin 2\theta$$

C=0,9 : Coefficient de résistance de l'air ;

Y : tirant d'eau ;

V : Vitesse au départ du bec.

D- Bassin de dissipation :

Dans le cas d'un dissipateur de type saut de ski, la zone d'érosion est bien localisée. Ainsi pour lui éviter un affouillement trop profond et pour améliorer l'efficacité de la dissipation d'énergie, on prévoit de petits contre-seuils en aval qui créent une fosse de dissipation remplie d'un matelas d'eau amortissant la chute. Le fond de cette fosse est protégé par des enrochements.

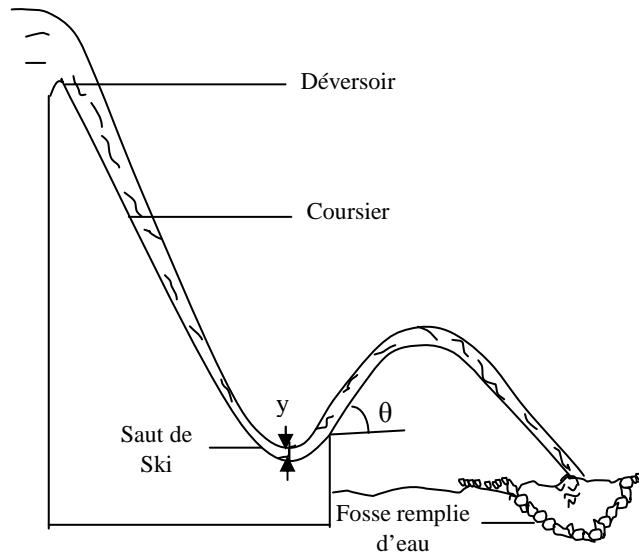


Fig IV.3 : L'évacuateur de crue du futur barrage.

VI.4.2. Dérivation provisoire :

La dérivation provisoire est un ouvrage de protection qui sert à protéger le chantier des inondations pendant la période de construction de la digue et de ses ouvrages annexes.

Ce dispositif peut être un canal, une galerie ou une conduite de dérivation.

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.

Les galeries sont généralement réservées aux vallées rocheuses étroites, Elles sont soit creusé dans l'une des rives, c'est le cas pour un barrage en remblai, soit dans le corps du barrage lorsque le barrage est rigide.

Dans notre cas, on propose d'évacuer les crues de chantier en deux phases. Les travaux de la première phase débiteront à la partie gauche de l'oued sous la protection d'un batardeau, l'écoulement de l'oued se fait par sa partie droite. A la deuxième phase il sera procédé à la réalisation de la partie droite du barrage pendant que l'écoulement s'effectue par une galerie dans la tranche réalisée du barrage.

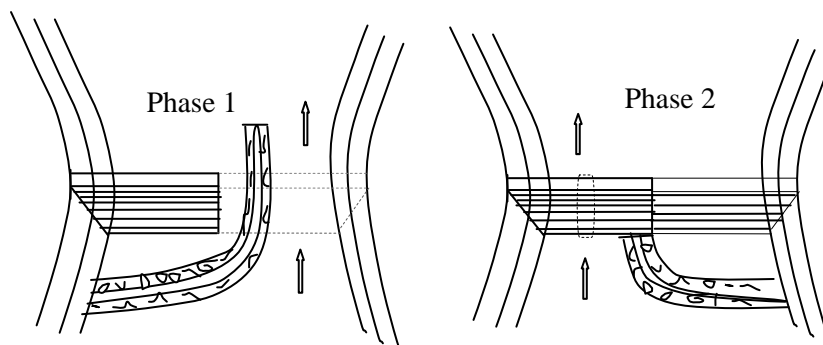


Fig IV.4 : figure montrant les deux phases de dérivation de l'écoulement.

L'avantage de cette solution est la possibilité d'utiliser cette galerie, une fois le barrage construit, pour faire passer les conduites de prise d'eau à travers le barrage mais aussi elle servira pendant la période d'exploitation comme galerie de visite.

Le batardeau prévu est constitué d'un rideau de palplanches métalliques enfoncées dans le terrain et protégé par des enrochements sur sa partie amont. Ce type de batardeau convient parfaitement avec la nature des fondations au site du barrage Berriche, il permet d'assurer l'étanchéité nécessaire. La mise en place des palplanches est facile, par conséquent, la durée d'exécution sera moindre.

VI.4.3. Vidange de fond :

La vidange de fond constitue un élément indispensable d'un barrage de retenue. Elle sert notamment à assurer :

- La montée contrôlée du plan d'eau pendant le premier remplissage du réservoir ;
- Le control du plan d'eau en cas d'évènement particuliers, comme par exemple une instabilité des rives ;
- Un abaissement du plan d'eau lors de dangers naturels ;
- L'évacuation de dépôts de sédiments ;
- L'alimentation du cours d'eau aval dans des cas exceptionnels.

La vidange du fond est située juste au-dessous du niveau mort à la cote 916 m.NGA comme le montre la figure ci-après. Elle est composée d'un ouvrage d'entrée avec des murs arrondis conservant un coefficient de perte minimal, d'une conduite en acier située dans une galerie dans le corps du barrage protégé par une grille et d'un ouvrage de sortie faisant corps avec le barrage.

Le calcul du temps de vidange dépend de la capacité de la retenue, de la section, de la résistance au frottement de la conduite et des différents coefficients de pertes de charges le long de la conduite. La longueur de la conduite est conditionnée par l'épaisseur du barrage au niveau 916 m.NGA.

Le fonctionnement de la vidange est commandé par des vannes de garde et de service, situées à l'amont de la conduite.

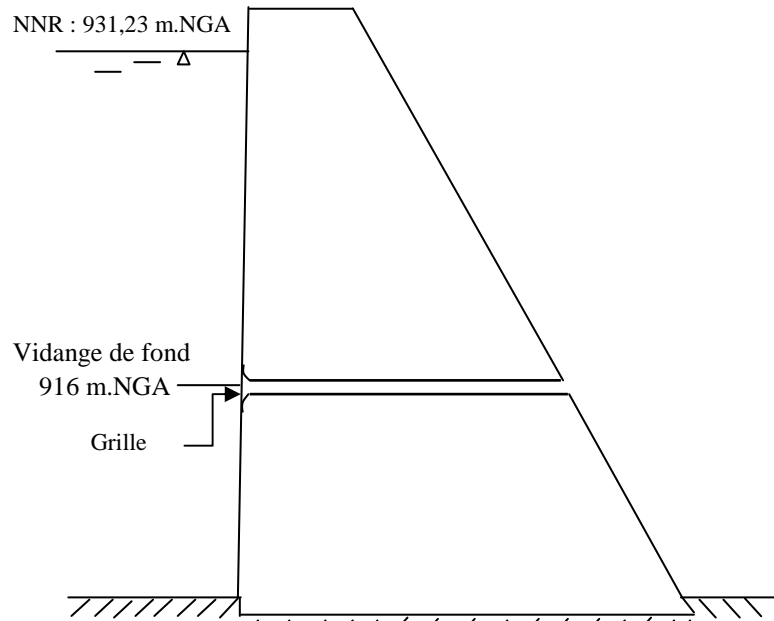


Fig IV.5 : Coupe transversale dans le barrage montrant la vidange de fond.

VI.4.4. Prise d'eau :

La prise d'eau est aussi un ouvrage annexe de grande importance. C'est à partir d'elle que l'eau accumulée va pouvoir atteindre, par une conduite, une galerie ou un canal, le but qui lui est assigné. Dans les aménagements hydroélectriques, la prise d'eau se trouve près du fond de la retenue, tandis que pour les accumulations destinées à l'alimentation en eau, elle est située à plusieurs niveaux dans la structure du barrage ou d'une tour immergée, ce qui permet de pouvoir capter l'eau de la qualité souhaitée.

Pour notre cas, la prise d'eau est combinée avec la structure du barrage, au fait ça sera un puits muni de pertuis situés à des niveaux différents qui seront protégés par des grilles pour empêcher l'introduction des objets flottants.

A partir ces pertuis démarre deux systèmes de conduites en acier indépendants l'un de l'autre :

- Un système pour l'AEP constitué de deux conduites qui démarrent des deux niveaux supérieurs pour favoriser toujours le soutirage des eaux non chargées recommandée souvent pour l'alimentation en eau potable, donc on aura un niveau d'exploitation « A » situé à la côte 926 m.NGA et un autre niveau d'exploitation « B » à la côte 921 m.NGA.

- Un système pour l'irrigation constitué d'une seule conduite qui démarre de la côte inférieure « C » (917 m.NGA) par ce que pour l'irrigation on peut se permettre d'alimenter avec de l'eau plus au moins chargée on protégeant l'ouverture par une grille.

Cet ensemble de conduites rejoignent par la suite la galerie de dérivation pour poursuivre leur chemin vers l'extérieur du corps du barrage. Le schéma suivant présente une illustration.

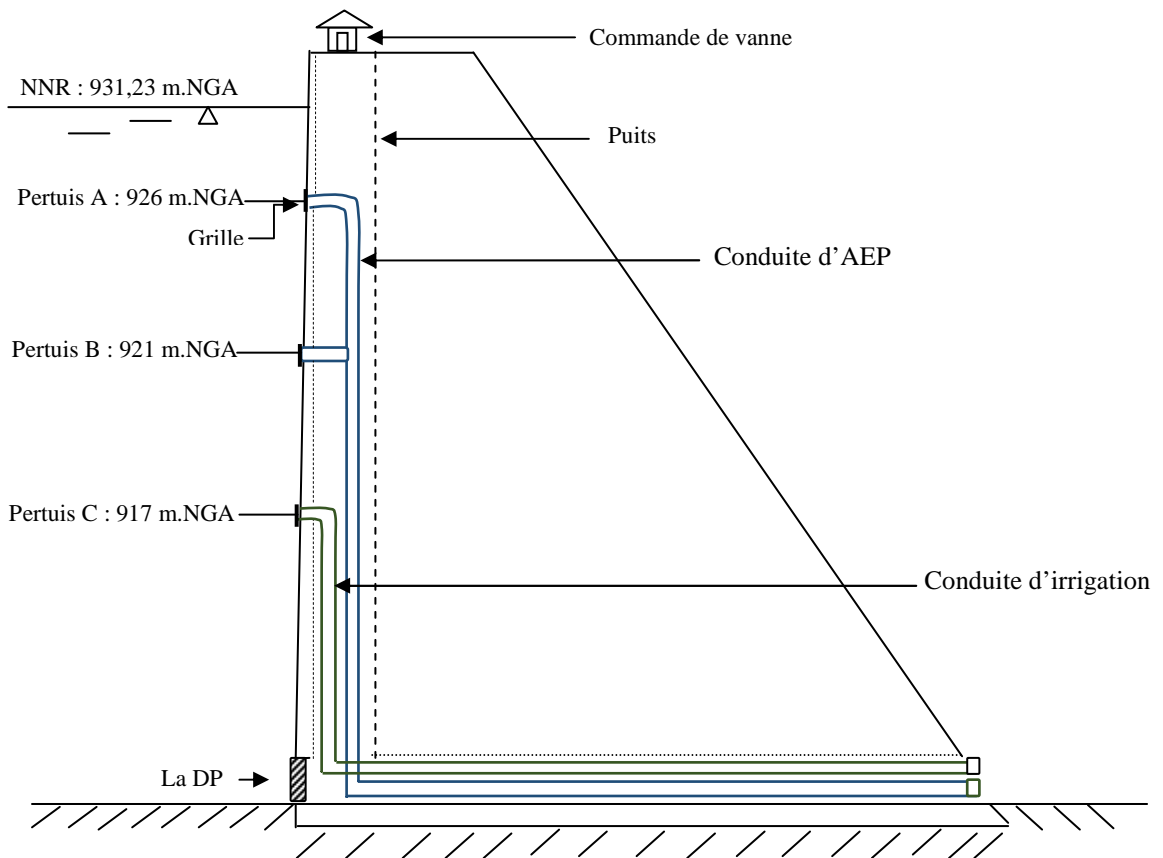


Fig IV.6 : Coupe transversale dans le barrage montrant le système de prise d'eau.

Le débit maximal qui peut être véhiculé par chaque conduite, est en mesure de satisfaire la consommation pendant la période la plus critique, à savoir celle du mois de Juillet. C'est avec ce débit qu'on dimensionne les conduites.

Il est à noter que tout le système de prise sera actionné par le biais d'une chambre de vannes. Cette dernière comprendra une vanne de garde et une vanne de service indispensables pour l'entretien, réparation et le réglage de débit.

Conclusion :

Après une simple comparaison entre les variantes proposées pour le barrage de Berriche, la variante d'un barrage poids en béton semble la plus avantageuse.

Pour des raisons économiques et techniques, les ouvrages annexes sont prévus dans le corps du barrage.

La protection de l'aménagement et des zones limitrophes, pendant la période d'exploitation, sera garantie par l'évacuateur qui est situé à la partie centrale du barrage poids.



Chapitre V:

Dimensionnement hydraulique



Introduction

Dans le chapitre présent, nous allons présenter le dimensionnement hydraulique de différentes parties de notre ouvrage en commençant par la digue puis les ouvrages annexes.

Les calculs et la méthodologie de conception pour le dimensionnement de ces ouvrages sont très variés ; il n'existe aucune recommandation qui permette le choix, Néanmoins le dimensionnement doit être mené avec soin afin de garantir le bon fonctionnement et la sécurité du barrage.

V.1. Dimensionnement de la digue :

Cette partie consiste à définir les différentes dimensions du corps du barrage à savoir la hauteur totale, la longueur en crête, la largeur de base et de la crête...etc.

V.1.1. Hauteur du barrage :

La hauteur totale du barrage sera égale à la hauteur normale de la retenue majorée de la charge maximale au-dessus du seuil du déversoir, de la revanche et de la hauteur de sécurité.

$$H_B = H_{NNR} + h_d + R + h_s$$

- **Niveau Normale de la retenue :**

La hauteur normale de la retenue est calculée compte tenu de la capacité utile du barrage et de la tranche morte. Cette hauteur est tirée de la courbe caractéristique de la retenue.

$$H_{NNR} = 35,23 \text{ m}$$

- **Niveau des plus hautes eaux :**

On appelle niveau des plus hautes eaux NPHE, le niveau normal de la retenue NNR majoré de la charge maximale au-dessus du déversoir définie lors de l'étude hydrologique du bassin en tenant compte de l'effet de laminage.

$$NPHE = H_{NNR} + h_d$$

- **La Revanche : [B]**

La revanche est une tranche comprise entre la cote des plus hautes eaux et la crête du barrage, afin de tenir compte de l'action des vagues qui se forment sur le plan d'eau.

Il existe plusieurs formules empiriques qui permettent d'évaluer la hauteur des vagues en fonction de la longueur du plan d'eau selon la direction maximale du vent « Fetch » et de la vitesse du vent, on cite les plus utilisées :

1) Formule de STEVENSON GAILLARD :

$$R = 0,75H + \frac{V^2}{2g}$$

$$\text{Avec } H = 0,75 + 0,34\sqrt{F} - 0,26^4\sqrt{F} ; \quad F < 18 \text{ Km}$$

$$\text{Et } V = 1,5 + 0,66\sqrt{H}$$

Où : R : La revanche en m ;

F : La plus grande distance au niveau de la surface d'eau du lac suivant la direction maximale du vent e km, "Fetch" ;

H : hauteur de la vague (m) ;

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

2) Formule de MALLET et PAQUANT :

$$R = 0,75H + \frac{V^2}{2g}$$

$$\text{Avec } H = 0,5 + 0,33\sqrt{F}$$

$$\text{Et } V = 1,5 + 0,66\sqrt{H}$$

3) Formule USBR:

$$R = 0,75H + \frac{V^2}{2g}$$

$$\text{Avec } H = 0,75 + 0,34\sqrt{F} - 0,26^4\sqrt{F}$$

$$\text{Et } V = 1,5 + 2H$$

Les résultats de calcul de la revanche par les trois formules pour un fetch F=2 Km sont donnés dans le tableau suivant :

Formule	STEVENSON GAILLARD	MALLET et PAQUANT	USBR
R en m	0,92	1, 2	1,25

Tab V.1 : Valeurs de la revanche selon les différentes formules

On remarque que les valeurs sont assez proche les unes des autres.

Pour des raisons de sécurité et pour prendre en considération l'incertitude dans la détermination de la direction exacte du vent maximale, on préfère prendre comme revanche 1,25 m pour la suite du calcul.

▪ **Hauteur de sécurité :**

On opte pour une hauteur de sécurité pour pallier aux problèmes d'incertitudes hydrologiques dues à la mauvaise qualité des données recueillies et à l'absence des stations pluviométriques et hydrométriques à l'intérieur de notre bassin.

Le faite de faire appel à une station de référence en dehors du bassin versant dont la précipitation moyenne est nettement différente de celle du bassin de Berriche pourra nous hériter quelques incertitudes au niveau de l'évaluation des crue, c'est pour ça on prend une hauteur supplémentaire de sécurité qui est égale à 0,75m

V.1.2. Largeur en crête : [B]

La largeur en crête doit être suffisante pour assurer la bonne circulation non seulement des engins pour la finition de l'ouvrage et ultérieurement pour son entretien mais aussi pour la circulation des véhicules, parce que le barrage est souvent un chemin routier qui relie entre les villages.

Elle peut être calculé par différentes formules on site les plus utilisées :

1) Formule de T.T. KNAPPEN.

$$L_{cr} = 1,65\sqrt{Hb}$$

2) Formule d'E.F.PREECE

$$L_{cr} = 1,1\sqrt{Hb} + 1$$

3) Formule anonyme :

$$L_{cr} = 3,6\sqrt[3]{Hb} - 3$$

Où : Lcr : largeur en crête du barrage.

Hb : hauteur du barrage.

Les résultats se résument comme suit:

Formule	T.T. KNAPPEN.	E.F.PREECE.	Formule anonyme	moyenne
20	10,53	4,57	9,38	8,16
40	10,42	4,55	9,30	8,09
60	10,34	4,54	9,24	8,04
80	10,30	4,53	9,20	8,01

Tab V.2 : Résultats de calcul de la largeur en crête par les différentes formules.

On remarque que la largeur du déversoir n'influe pratiquement pas sur la valeur de la largeur en crête, les valeurs sont presque constantes pour chaque formules en variant la largeur du déversoir.

Pour cela on admet pour toutes les largeurs une moyenne des trois formules qui est égale pratiquement à 8m.

Cette largeur admise, prend suffisamment en charge la largeur recommandée pour assurer la bonne circulation sur le barrage.

V.1.3. Pente des talus :

Pour un barrage poids en béton les pentes des deux parements amont et aval sont connue ;

Celle du parement aval « m » est comprise entre 0,7 et 0,8 sinon pour le parement amont on prend « n » égale à 0,05.

Pour vérifier ces valeurs on doit procéder par une étude de stabilité dans le chapitre qui suit.

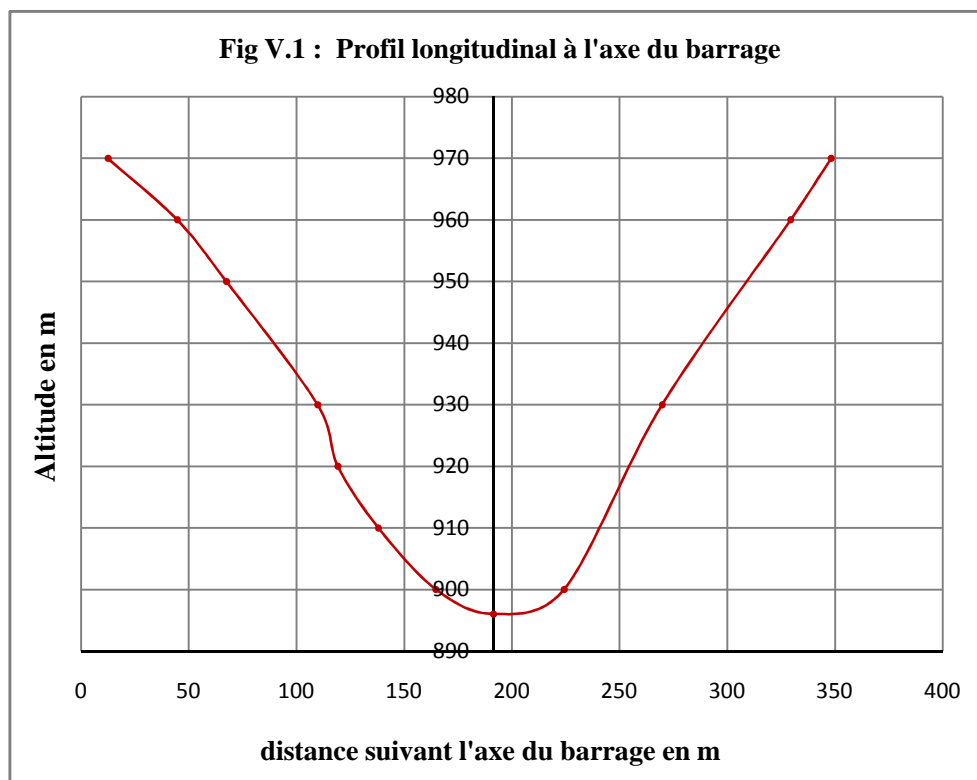
- **Largeur de la base :**

On la calcul avec les données déjà établis selon la relation suivante :

$$L_b = L_{cr} + H_b(m + n)$$

- **Longueur en crête :**

Elle est directement lue sur le profil longitudinal du barrage après avoir positionner la hauteur finale de la crête.



Le tableau suivant résume tout le calcul:

Bd (m)	20	40	60	80
H _{NNR} (m)	35,23	35,23	35,23	35,23
hd (m)	3,48	2,62	2,04	1,73
NPHE (m)	38,71	37,85	37,27	36,96
R (m)	1,5	1,5	1,5	1,5
Hs (m)	0,5	0,5	0,5	0,5
H _B (m)	40,7	39,9	39,3	39,0
Lcr (m)	8	8	8	8
Lb (m)	38,5	37,9	37,5	37,2
Cotes de la crête (m.NGA)	936,7	935,9	935,3	935,0
Longueur en crête (m)	186	182	180	178

Tab V.3 : Tableau récapitulatif des dimensions de la digue pour différentes largeurs de déversoir.

V.2. Dimensionnement de l'évacuateur de crue :

V.2.1. Section de déversement (déversoir) : [B]

Le déversoir frontal est la composante de l'ouvrage qui va réguler les débits déversés à travers l'évacuateur, c'est pourquoi sa conception correcte garantit son bon fonctionnement.

Le profil choisi pour le seuil du déversoir est un profil de type WES, ces profils sont composés d'un ou de deux arcs de cercle en amont du sommet et d'une parabole d'équation :

$$\frac{Y}{H_0} = K \left(\frac{X}{H_0} \right)^n \quad [*]$$

Avec : H₀ : Charge sur le seuil (m).

Y : Ordonnée du profil (m).

X : Abscisse du profil (m).

On présente ci-dessous le dessin d'un déversoir de profil de type WES.

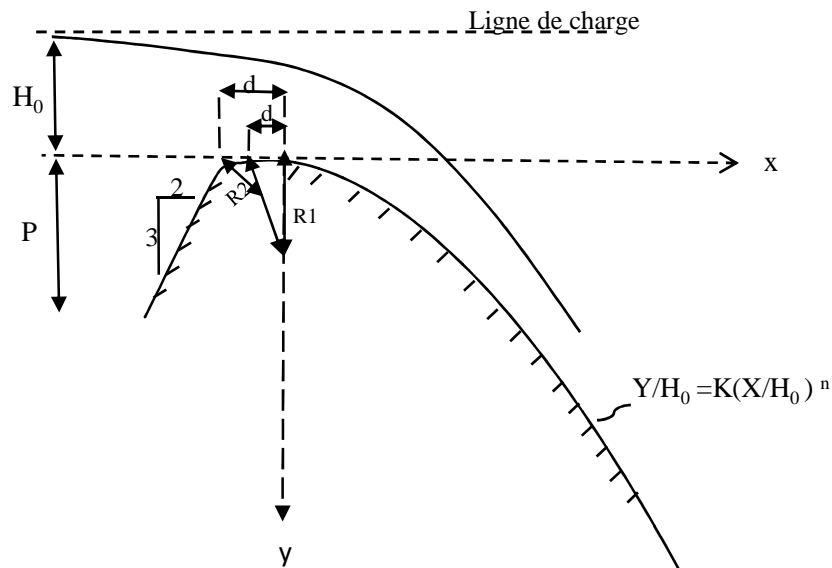


Fig V.2 : Profil d'un déversoir WES

Pour un parement supérieur incliné d'angle 3/2 qui va garantir un coefficient de débit $m_0 = 0.48$, les valeurs de k et n , fonction de ce coefficient de débit, et R_1/h_0 , R_2/h_0 , d_1/h_0 et d_2/h_0 , fonction de l'angle d'inclinaison du parement amont sont données au tableau suivant :

Pente parement amont	R_1/h_0	R_2/h_0	d_1/h_0	d_2/h_0	K	n
3/2	0.48	0.22	0.115	0.214	0.516	1.810

Les hauteurs du parement amont (P) et du parement aval (P*) du déversoir se calculent par les formules suivante :

$$P = 0,5 H_0$$

$$P^* = \left(Y_1 + \frac{Q_d^2}{18,46 B_d^2 Y_1^2} \right) - H_0$$

$$Y_1 = \sqrt[3]{\frac{Q_d^2}{88,29 B_d^2}}$$

Où : Y_1 = Profondeur de l'eau au pied du déversoir (m).

Q_d = Débit déversé (m^3/s).

B_d = Longueur de la lame déversante (m).

Les calculs de ces différents paramètres ainsi que le profil aval du déversoir pour les différentes largeurs du déversoir sont regroupés dans les tableaux suivants :

Bd= 20 m		Bd= 40 m		Bd= 60 m		Bd= 80 m	
X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
0	0	0	0	0	0	0	0
0,5	0,05	0,3	0,03	0,2	0,02	0,2	0,02
1	0,19	0,6	0,09	0,3	0,03	0,4	0,06
1,5	0,39	0,9	0,20	0,6	0,11	0,6	0,13
2	0,66	1,2	0,33	0,9	0,24	0,8	0,22
2,5	0,99	1,5	0,49	1,2	0,40	1	0,33
3	1,37	1,8	0,69	1,5	0,60	1,2	0,46
3,5	1,81	2,1	0,91	1,8	0,84	1,4	0,61
4	2,31	2,4	1,15	2,1	1,11	1,6	0,77
4,5	2,86	2,7	1,43	2,4	1,41	1,8	0,96
5	3,46	3	1,73	2,5	1,52	2	1,16
5,5	4,11	3,3	2,05	2,8	1,87	2,2	1,38
6	4,81	3,6	2,40	3,1	2,24	2,4	1,61
6,5	5,56	4	2,91	3,4	2,65	2,5	1,74
6,6	5,72	4,6	3,74	3,7	3,09	2,6	1,87

Tab V.4 : Résultats de calcul de profil aval du déversoir pour les quatre largeurs.

Les résultats de ce tableau sont obtenus en appliquant la formule [*], on prend les valeurs de X pour obtenir les valeurs de Y jusqu'à ce que la valeur de Y obtenue soit égale ou supérieure à la hauteur du parement aval P* calculée.

Bd	20	40	60	80
Qd	284,08	371,33	384,21	399,33
H0	3,48	2,62	2,04	1,73
P	1,74	1,31	1,02	0,87
R1	1,67	1,26	0,98	0,83
R2	0,77	0,58	0,45	0,38
d1	0,40	0,30	0,23	0,20
d2	0,74	0,56	0,44	0,37
Y1	1,32	0,99	0,77	0,66
P*	5,62	3,74	2,48	1,79

Tab V.5 :Résumé des différents paramètres da chaque variante de déversoir.

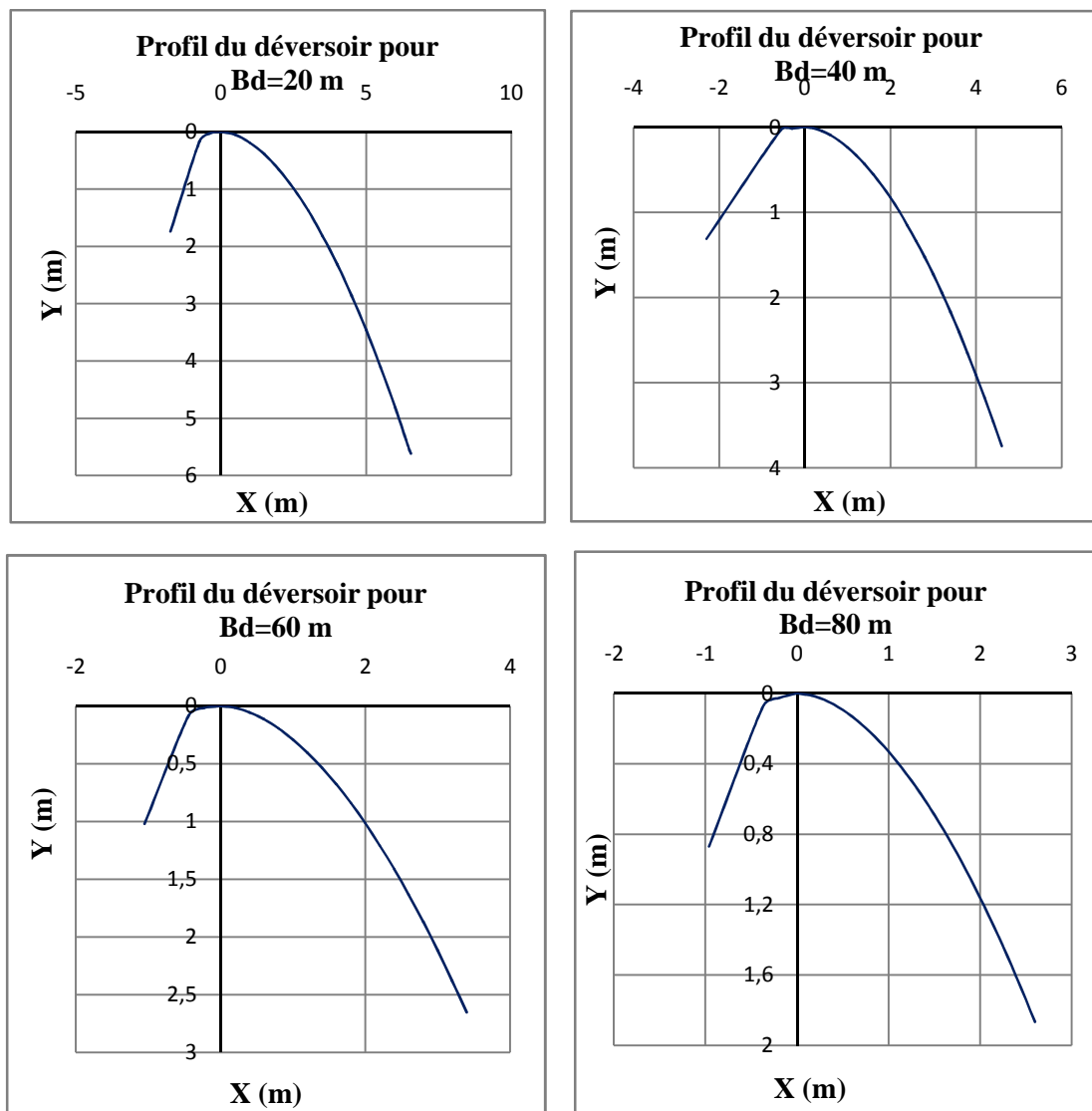


Fig V.3 : Tracé des profils de déversoir pour chaque largeur.

▪ Les piles : [N]

On utilisera pour notre déversoir les piles qui perturbent le moins l'écoulement c'est-à-dire ceux qui ont des coefficients de contraction K_p nuls ($B_e=B$), on donne dans la figure suivante les caractéristiques de ce type de piles selon l'USCE (1958) :

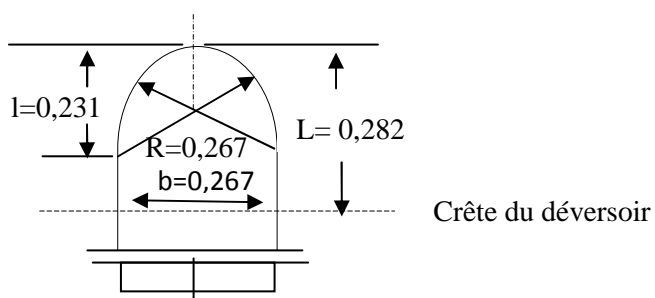


Fig V.4 : Géométrie et dimensions de la pile en fraction de H_0 .

Le tableau suivant récapitule les dimensions, le nombre de piles N et la distances B entre deux piles pour chaque largeur de déversoir :

Bd m)	20	40	60	80
H0 (m)	3,48	2,62	2,04	1,73
b (m)	0,93	0,70	0,54	0,46
R (m)	0,93	0,70	0,54	0,46
L (m)	0,98	0,74	0,58	0,49
l (m)	0,80	0,61	0,47	0,40
N	1	2	3	4
B (m)	9,54	12,87	14,59	15,63

Tab V.6 : Tableau donnant les dimensions et le nombre de piles pour chaque déversoir.

V.2.2. Coursier et bec déviateur (saut de ski) : [H]

Le coursier, élément capital de l'évacuateur, possède la géométrie du barrage lui-même ainsi la pente du coursier sera celle du parement aval du barrage ($m= 0,7$) et sa largeur est égale à celle du déversoir.

Afin d'estimer la vitesse V et le tirant d'eau Y au pied du coursier, paramètres essentielles pour le dimensionnement du bec déviateur, on résout un système d'équations issus de la relation de Bernoulli. Si H0 désigne la charge disponible en haut du seuil et H la charge résiduelle au pied du coursier, on a :

$$H_0 - H = \Delta H$$

$$\left(z_0 + \frac{P_0}{\rho g} + \frac{V_0^2}{2g} \right) - \left(z + \frac{P}{\rho g} + \frac{V^2}{2g} \right) = \Delta H$$

P_0 et P équivalent à la pression atmosphérique prise comme pression de référence, donc :

$$\left(z_0 + \frac{V_0^2}{2g} \right) - \left(z + \frac{V^2}{2g} \right) = \Delta H$$

$$Z_0=H+h_0 ; z = y$$

$\frac{V_0^2}{2g}$ Peut être négligé car V_0 est faible devant V ; l'équation devient donc :

$$H + h_0 - y - \frac{V^2}{2g} = \Delta H$$

En générale, on considère que ΔH vaut 10% de la charge disponible, $\Delta H=0,1(H+h_0)$, ce qui conduit à :

$$H + h_0 - y - \frac{V^2}{2g} = 0,1(H + h_0)$$

$$V = \sqrt{2g(0,9(H + h_0) - y)}$$

Or, $y = \frac{Q}{L.V}$ tels que $Q =$ Débit laminé et $L =$ la longueur de la cuvette.

Le système à résoudre pour obtenir y et V est donc le suivant :

$$\begin{cases} V = \sqrt{2g(0,9(H + h_0) - y)} \\ y = \frac{Q}{L.V} \end{cases}$$

La résolution est faite en procédant par itérations successives, les résultats obtenus pour chaque variante de largeur de déversoir sont les suivants :

Bd (m)	Y(m)	V (m ³ /s)
20	0,54	26,19
40	0,36	25,96
60	0,25	25,8
80	0,19	25,72

Tab V.7 : vitesses et hauteurs d'eau au pied de chaque déversoir de largeur Bd .

De ces résultats, on déduit la distance de l'impact du jet ainsi que la géométrie du saut de ski.

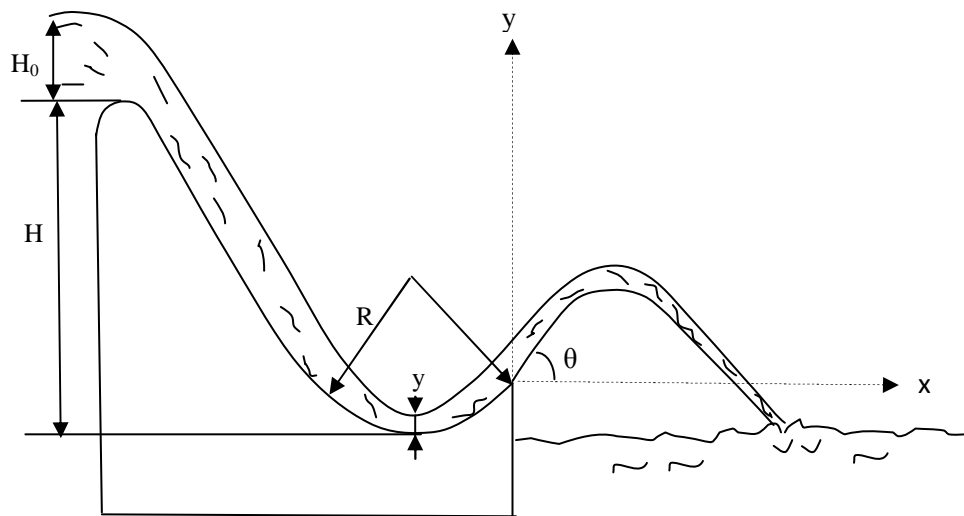


Fig V.5 : Saut de ski.

Selon l'USBR, le rayon de courbure R du saut de ski ne devrait pas être inférieure à cinq fois le tirant d'eau y et l'angle de sortie du jet doit être comprise entre 35° et 45° .

La trajectoire du jet sortant de saut de ski peut être tracée selon l'équation suivante :

$$Y = X \tan \theta - \frac{x^2}{3.6 \left(y + \frac{V^2}{2g} \right) \cos^2 \theta}$$

y : tirant d'eau au pied du barrage ;

V : vitesse au pied du barrage ;

θ : Angle de sortie du jet ;

X, Y : Coordonnées de la trajectoire du jet par rapport au système d'axe de la figure V.5;

On donne dans la figure suivante les trajectoires du jet pour différents angles de sortie

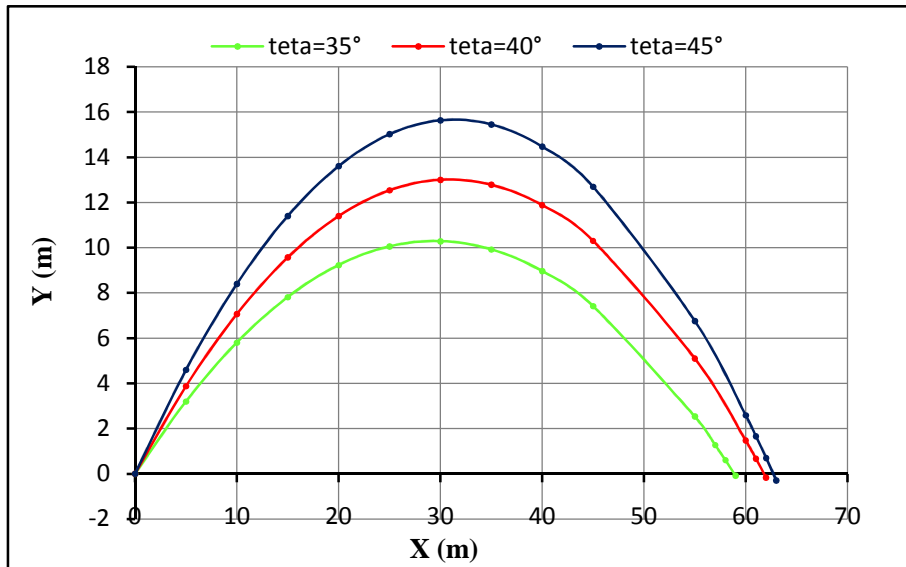


Fig V.6 : Trajectoire du jet pour différents angles de sortie.

Pour cette gamme d'angle, on remarque que la distance du point d'impact varie peu, on retiendra donc l'angle qui causera un minimum de surpression $\theta = 35^\circ$.

La distance du point d'impact du jet est calculée par la formule :

$$X = 1.8 \left(Y + \frac{V^2}{2g} \right) \sin 2\theta$$

B(m)	R (m)	X (m)
20	3	58,92
40	2	57,60
60	1,5	56,72
80	1	56,27

Tab V.8 : Rayon du bec et distance d'impacte pour chaque variante de déversoir.

Afin d'éviter un affouillement trop profond dans la zone d'érosion, on prévoit une fosse remplie d'eau revêtu au fond par de gros blocs rocheux.

▪ **Calcul de la hauteur des parois latérales du coursier : [Y]**

Du point de vue hydraulique, la hauteur des murs bajoyers est déterminée de la manière suivante :

$$h_m = y + R$$

y: hauteur d'écoulement dans le coursier ;R : la revanche.

Dans le cas général, la revanche est de l'ordre de 0,5 m.

La hauteur d'eau dans le coursier est déterminée en appliquant la relation suivante pour chaque section i :

$$H = a_1 + 1,5 K = a_i + h_i + \frac{V_i^2}{2g} \quad ; \quad i \geq 2 \quad [*]$$

H : La charge totale ;

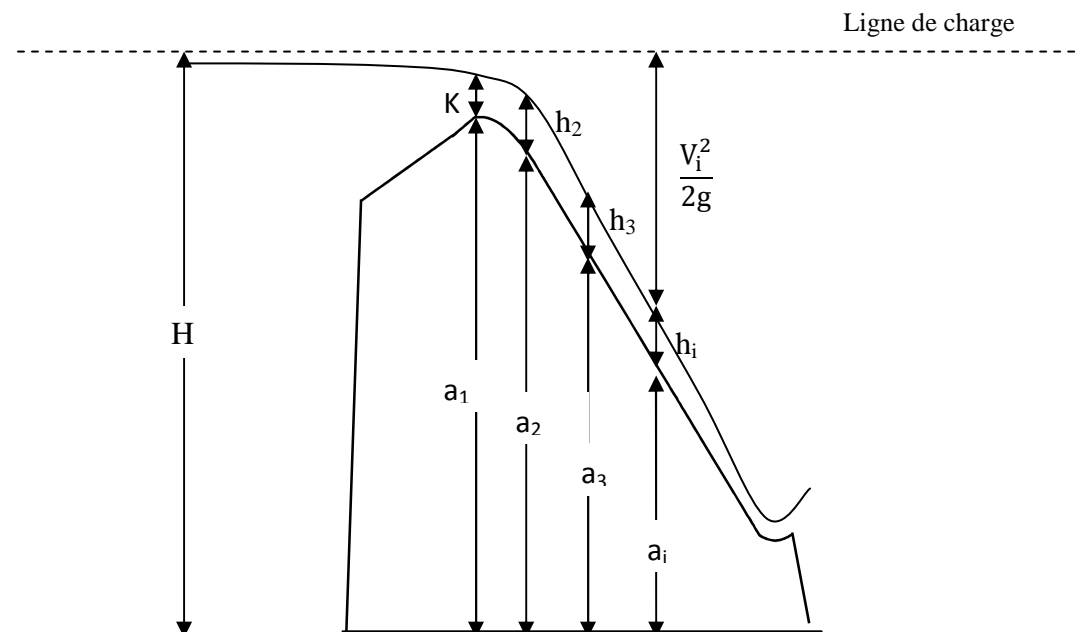
K : la hauteur d'eau critique ;

h_i : la hauteur d'eau dans la section i ;

V_i : la vitesse de l'eau dans la section i ;

a_i : La hauteur géométrique de la section i.

La figure ci-dessus montre ces différents paramètres :



La formule [*] implique la relation suivante :

$$2g(a_1 - a_i + 1,5 K)h_i^2 - 2gh_i^3 - q^2 = 0$$

$$\text{Où : } K = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = 1,6 \text{ m}$$

$$\text{On obtient donc : } (37,6 - a_i)h_i^2 - 20h_i^3 - 41 = 0$$

Une équation de troisième degré qui admet trois solutions distinctes. Puisque le régime d'écoulement est torrentiel, on prend à chaque fois la solution négative qui est inférieure en valeur absolue à la hauteur critique K.

Les résultats de calcul pour une largeur $Bd = 60 \text{ m}$ sont donnés dans le tableau suivant :

Section	a_i (m)	h_i (m)	R (m)	h_m (m)
1	35,23	0,8	0,5	1,3
2	34,70	0,75	0,5	1,25
3	33,60	0,64	0,5	1,14
4	32,72	0,61	0,5	1,11
5	30,37	0,51	0,5	1,01
6	18,94	0,33	0,5	0,83
7	13,23	0,29	0,5	0,79
8	10,37	0,27	0,5	0,77
9	6,44	0,25	0,5	0,75

Du moment que, les hauteurs des murs bajoyers sont relativement proches les unes des autres et pour des raisons pratiques (au cours de la réalisation), on préfère prendre une hauteur d'eau uniforme. Afin d'éviter tout débordement, la hauteur du mur prise est celle qui correspond au tirant d'eau de la première section $h_m = 1,3$.

Le tableau suivant présente les résultats finals pour les quatre valeurs de Bd :

Bd (m)	y amont (m)	V amont (m/s)	R (m)	h_m (m)
20	1,1	12,9	0,5	1,7
40	0,89	10,4	0,5	1,5
60	0,73	8,8	0,5	1,3
80	0,66	7,6	0,5	1,2

Tab V.9 : Hauteurs des parois latérales de chaque coursier de largeur Bd .

V.3. Etude d'optimisation [M]

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

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

V.3.1. Calcul du coût approximatif de la digue :

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

$$V_D = \sum V_i \quad \text{Avec} \quad V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} L_i$$

V_i : le volume du barrage à la cote i .

L_i : Distance entre deux coupes voisines ;

S_i : Section transversale correspondante à la coupe i ; $S_i = \frac{b+B_i}{2} H_i$

B_i : Largeur de base donnée par : $B_i = (m_1 + m_2) H_i + b$.

m_1, m_2 : Les fruits des talus amont et aval ;

b : Largeur en crête (m) ; H_i : Hauteur de la tranche au point i .

▪ **Calcul du volume de la digue pour les différentes largeurs déversantes :**

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

Digue N°01 (B = 20m)						
Coupe N°	Hi (m)	Bi (m)	Si (m ²)	Si+1 (m ²)	Li (m)	Vi (m ³)
1	6,6	13,0	0,0	69,1	13	449,4
2	16,8	20,6	69,1	240,2	10,5	1624,2
3	26,2	27,7	240,2	467,0	20	7072,6
4	36,4	35,3	467,0	788,1	26	16316,0
5	38,2	36,7	788,1	852,8	12	9845,3
6	36,0	35,0	852,8	774,0	27	22664,6
7	6,4	12,8	774,0	66,6	44	18492,3
8	0,0	0,0	66,6	0,0	11	366,1
Total						76830,4

Digue N°02 (B = 40m)						
Coupe N°	Hi (m)	Bi (m)	Si (m ²)	Si+1 (m ²)	Li (m)	Vi (m ³)
1	5,8	12,4	0,0	59,0	11,5	339,3
2	16,0	20,0	59,0	224,0	10,5	1485,8
3	25,4	27,1	224,0	445,1	20	6691,4
4	35,6	34,7	445,1	760,1	26	15667,5
5	36,0	35,0	760,1	774,0	12	9204,4
6	35,2	34,2	774,0	742,7	27	21864,6
7	5,6	12,0	742,7	56,0	44	17571,8
8	0,0	0,0	56,0	0,0	10	280,0
Total						73104,9

Digue N°03 (B = 60m)						
Coupe N°	Hi (m)	Bi (m)	Si (m ²)	Si+1 (m ²)	Li (m)	Vi (m ³)
1	5,2	11,9	0,0	51,7	10,5	271,6
2	15,4	19,6	51,7	212,1	10,5	1385,3
3	24,8	26,6	212,1	429,0	20	6411,8
4	32,4	32,3	429,0	652,9	20	10819,0
5	34,6	34,2	652,9	730,1	7	5339,5
6	5,0	12,0	730,1	50,0	44	17161,3
7	0,0	0,0	50,0	0,0	9	225,0
Total						41613,6

Digue N°04 (B = 80m)						
Coupe N°	Hi (m)	Bi (m)	Si (m ²)	Si+1 (m ²)	Li (m)	Vi (m ³)
1	4,9	11,7	0,0	48,2	10	241,0
2	15,1	19,3	48,2	206,3	10,5	1336,2
3	24,5	26,4	206,3	421,1	20	6274,0
4	28	29,0	421,1	518,0	9	4225,9
5	32,6	34,2	518,0	687,9	7	2407,5
6	4,7	12,0	687,9	47,0	44	17166,9
7	0	0,0	47,0	0,0	9	211,5
Total						31863,0

Tab V.10 : Tableaux donnant le volume de la digue pour les différentes largeurs déversantes.

Le prix du mètre cube du béton est estimé à 10.000 (DA).

Le coût des différentes variantes de la digue est donné par le tableau suivant :

Digue	B (m)	V (m ³)	Coûts (Million de DA)
1	20	76830,4	768303813
2	40	73104,9	731048500
3	60	41613,6	416135788
4	80	31863,0	318630000

TabV.11 : Résultats de calculs du coût de la digue pour les différentes largeurs déversantes.

V.3.2. Calcul du coût approximatif de l'évacuateur de crues :

Pour le calcul du coût de l'évacuateur de crue, on va tenir compte du coût du seuil déversant, du coursier, du bec déviateur, des piles et des murs bajoyers. Ces différentes parties seront toutes construites en béton.

Le coût de l'évacuateur sera donc obtenu en multipliant le volume du béton utilisé par le prix unitaire de celui-ci.

Pour chaque lame déversante, on effectue une section transversale « S » dans l'évacuateur de crue en schématisant le profil du déversoir, du coursier et de saut de ski comme le montre la figure suivante :

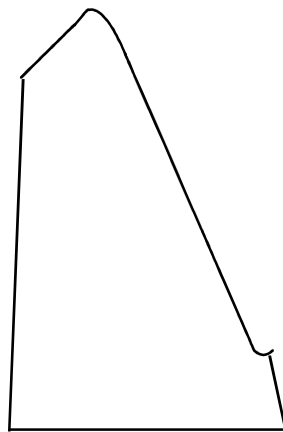


Fig V.7 : Coupe transversale de l'évacuateur de crue incorporé dans le corps du barrage

Le volume de béton de cet ensemble d'ouvrages « V_s » sera le produit de l'aire calculée à partir de la section transversale et de la largeur de déversoir correspondante.

A ce résultat, on additionne le volume des piles « V_p » et des murs bajoyers « V_m » calculé chacun à part pour chaque largeur de déversoir, on obtient ainsi le volume total « V_t » du béton de chaque évacuateur de crue. Le tableau ci-dessous récapitule les résultats :

Bd (m)	S (m ²)	Vs (m ³ /s)	Vp (m ³ /s)	Vm (m ³ /s)	coût (DA)
20	823,2	16464	6,2	44,1	247714500
40	859,3	34372	4,8	42,2	516285000
60	795,5	47730	3,1	39,5	716589000
80	723,5	57880	3,2	37,4	868809000

Tab V.12 : Résultats de calculs du coût de l'évacuateur pour les différentes largeurs déversantes.

Barrage N°	Bd (m)	Coût (million de DA)		
		Digue	Evacuateur de crue	Total
1	20	768,30	247,71	1016,02
2	40	731,05	516,29	1247,33
3	60	416,14	716,59	1132,72
4	80	318,63	868,81	1187,44

Tab V.13 : Tableau récapitulatif des prix totaux.

Conclusion :

Après avoir calculé le coût total du barrage, superposition du coût de la digue et celui de l'évacuateur de crue, pour chaque variante de largeur de déversoir, notre choix sera basé sur la combinaison la plus économique correspondante à la largeur optimale de déversoir $Bd=60$ m

Dans le tableau ci-après, on récapitule les principales caractéristiques de l'ouvrage propre à cette variante :

Dénomination	Unité	Valeur
Niveau normal de la retenue H_{NNR}	m	35,23
Hauteur maximal déversé hd	m	2,04
Niveau des plus hautes eaux NPHE	m	37,27
La revanche R	m	1,25
Hauteur de sécurité hs	m	0,75
Hauteur du barrage H_B	m	39,3
Largeur en crête L_{cr}	m	8
Largeur de la base L_b	m	37,5
Longueur en crête l	m	180
Cote de la crête	m.NGA	935,3

Tab V.14 : Tableau récapitulatif des caractéristiques de la digue pour la variante de déversoir choisie.

V.4. Dimensionnement de la conduite de prise : [M]

Le but de la conduite de prise est le prélèvement d'un débit pour différents usages dans notre cas ça sera pour l'alimentation en eau potable et pour l'irrigation.

Pour le barrage de Berriche on a prévu 3 pertuis, la prise la plus basse (cotes : 917m) pour l'irrigation, une autre prise en dessus pour l'alimentation en eau potable (cote : 921m) et une dernière aussi pour l'AEP (cote : 926m) afin d'exploiter toujours l'eau à partir du niveau le plus haut possible.

Le dimensionnement consiste à donner un diamètre aux différentes conduites en se basant sur la demande maximale exigé à l'aval.

D'après la répartition mensuelle de la consommation, on constate que le volume maximum demandé pour l'irrigation est de $0,63\text{hm}^3$ et celui demandé pour l'AEP est de $0,05\text{hm}^3$.

▪ Processus de calcul

La première étape est de faire un prédimensionnement de la conduite de prise avec une approche du coefficient de débit μ , par la suite on procède par une correction de ce coefficient en calculant les différentes pertes de charges et trouver par la suite le vrai diamètre de la conduite de prise, en vérifiant toujours la vitesse admissible pour l'écoulement en charge.

Le débit maximum sera égal :

$$Q_{\max} = \frac{V_{\max}}{T}$$

Où : V_{\max} : volume maximum (Hm^3) ;

T : Temps de prise ; T=31 jours.

▪ Calcul du diamètre

La relation entre le débit est la dimension de notre conduite se traduit par la formule suivante :

$$Q_{\max} = \mu S \sqrt{2gH}$$

Où : μ : Coefficient de débit ; $\mu = 0.3$

S : Section de la conduite ;

H : Charge d'eau correspondante à la prise d'eau.

On déduit :

$$S^* = \frac{Q_{\max}}{\mu \sqrt{2gH}} \quad ; \quad D^* = \sqrt{\frac{4S}{\pi}}$$

▪ **Correction de coefficient de débit et ajustement du diamètre :**

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_i}}$$

$\sum \xi_i$: La somme des coefficients de pertes de charges singulières et linéaires,

$$\sum \xi_i = \xi_{\text{Sing}} + \xi_L$$

▪ **Calcul des pertes de charges :**

On distingue quatre pertes de charge singulières pour la prise d'eau :

ξ_G : Pertes de charges à travers la grille. Ces pertes dépendent de l'épaisseur, la séparation et la forme des barres, ainsi que de leur situation par rapport à l'horizontale et de la vitesse du flux qui traverse la grille, Dans notre cas ξ_G est estimée à 1,8 ;

ξ_e : Pertes à l'entrée de la conduite ; $\xi_e = 0,5$;

ξ_{vg} : Pertes dues à la vanne de garde ; $\xi_{vg} = 0,1$;

ξ_r : Pertes dues à la vanne de réglage ; $\xi_r = 0,1$;

ξ_s : Pertes de charge à la sortie de la conduite ; $\xi_s = 1$.

Donc : $\xi_{\text{Sing}} = 1,8 + 0,5 + 0,1 + 0,1 + 1 = 3,5$

Les pertes de charge linéaires se calcul par la relation suivante : $\xi_L = \frac{\lambda L}{D}$

D : diamètre de la conduite ;

λ : Coefficient de pertes de charge, calculé par la formule $\lambda = \frac{125n^2}{D^5}$;

n : coefficient de rugosité, n = 0,014 (conduite en acier).

La conduite achemine l'eau vers la galerie de dérivation provisoire et travers par la suite le barrage en largeur, donc la longueur de la conduite sera $L = ((\text{NNR} - H) + (L_{\text{DP}} - X))$.

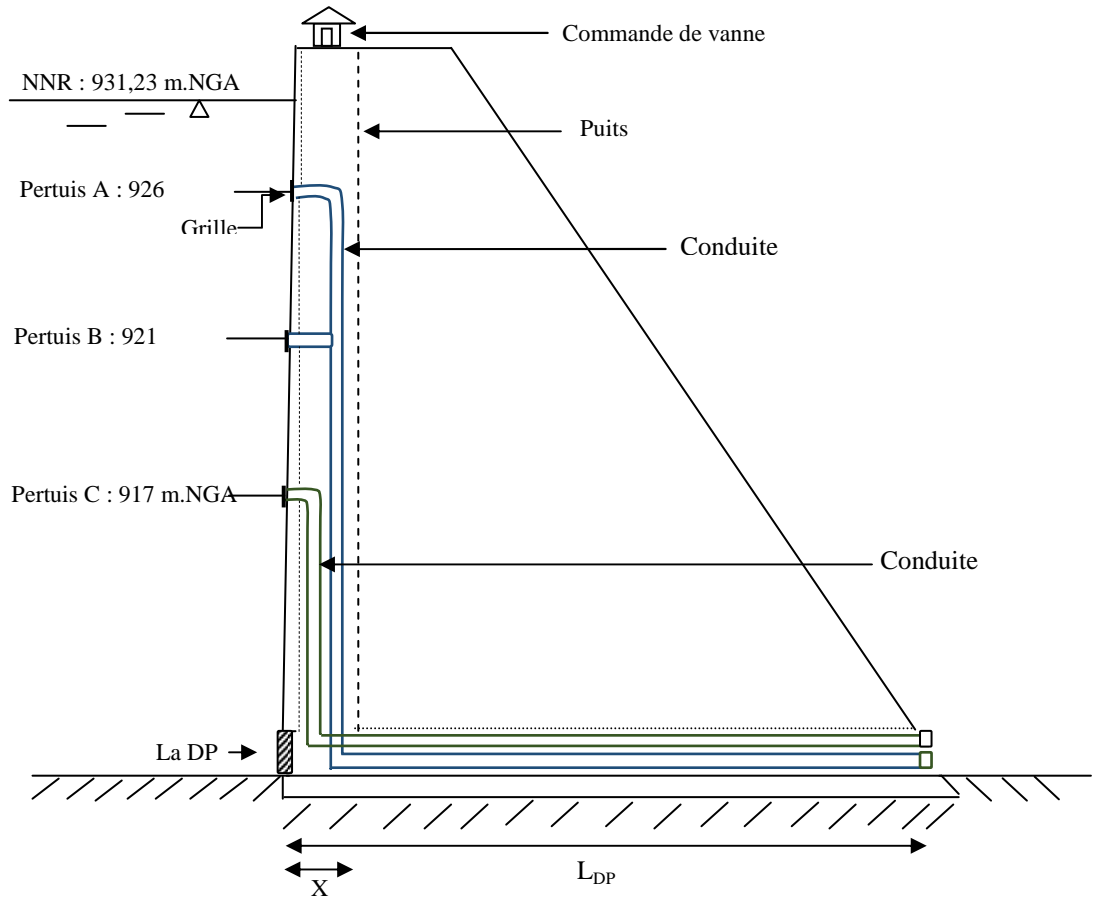
Avec :

H : Charge disponible entre le centre de la conduite et le niveau normale de retenue ;

L_{DP} : Longueur de la dérivation provisoire ;

NNR = Niveau normale de la retenue.

Le cheminement des conduites de prise est illustré par le schéma suivant :



Par la suite, on recalcule le coefficient du débit « μ », et on déduit le nouveau diamètre de la conduite ainsi que le diamètre commercial.

A la fin et avant de valider le diamètre commerciale, on doit s'assurer que la vitesse est dans les normes admises, sinon on réajuste le diamètre pour avoir des vitesses admissibles.

$$V = \frac{4Q_{\max}}{\pi D^2}$$

Le tableau suivant résume tous les résultats :

	Q_{\max}	S^*	D^*	ξ_{Sing}	λ	L	ξ_L	μ	S	D	D_c	V
Irrigation	0,24	0,05	0,24	3,50	0,04	54,65	8,81	0,27	0,05	0,25	0,30	3,33
AEP1	0,02	0,00	0,07	3,50	0,06	58,45	45,73	0,14	0,01	0,11	0,20	0,59
AEP2	0,02	0,01	0,09	3,50	0,06	63,20	39,54	0,15	0,01	0,12	0,20	0,59

Tab V.15 : Résultats de calcul de dimensionnement de la prise d'eau.

On remarque que pour l'AEP, les vitesses obtenues sont dans les normes ($0,3 < V < 1,5$), par contre pour l'irrigation la vitesse sort de l'intervalle.

Pour diminuer cette vitesse, on doit prendre un diamètre plus grand que 0,3m. Par exemple un diamètre de 0,5m nous donne une valeur acceptable de vitesse qui est égale à 1,2 m/s.

	Débit (m ³ /s)	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Vitesse (m/s)
Irrigation	0,24	54,7	500	1,20
AEP1	0,02	58,5	200	0,59
AEP2	0,02	63,2	200	0,59

Tab V.16 : Tableau récapitulatif des caractéristiques des conduites de prise d'eau.

V.5. Dimensionnement de la vidange de fond : [B]

Pour notre cas, la vidange de fond est une conduite en acier, située dans le côté droit du barrage à la cote 916 m.NGA, avec une longueur de 20 m.

Le calcul de la vidange de fond se détermine en imposant une série de diamètre à la conduite de vidange et en subdivisant la retenue en plusieurs niveaux séparés de 1m pour s'assurer que l'écoulement est toujours permanent.

Par le biais de la courbe hauteur-surface on tire la surface de chaque niveau et on calcule le volume de chaque tranche ΔV_i par la formule :

$$\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \Delta h$$

A chaque fois on doit calculer également le débit qui passera par la conduite de vidange par la formule :

$$Q = \mu S \sqrt{2gH}$$

Où : H est la différence de charge entre la hauteur moyenne des deux niveaux et l'axe de la conduite de vidange.

μ : Coefficient du débit calculé de la même manière que pour le dimensionnement de la prise d'eau.

S : Section de la conduite de vidange.

Le schéma ci-dessous explique la méthode de calcul :

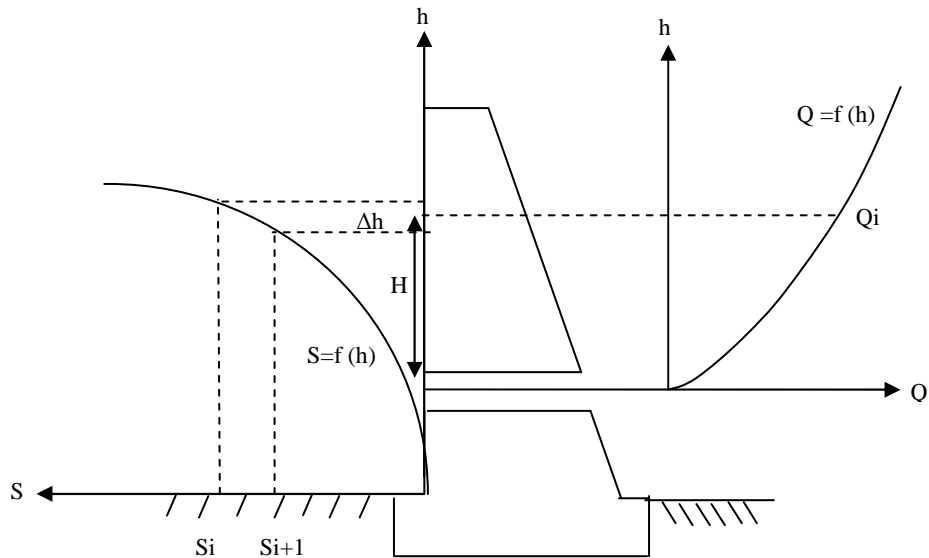


Fig V.8 : Schéma explicatif de la méthode de calcul du temps de vidange.

Le temps de vidange total de la retenue sera la somme des temps de vidange de chaque tranche calculé comme suit :

$$T_i = \frac{\Delta V_i}{Q}$$

Les détails de calcul sont donnés en annexe VI.1, le tableau suivant résume les résultats.

D(m)	Q(m ³ /s)	T (jours)
0,7	2,92	47,6
0,8	3,86	35,4
0,9	4,93	29,6
1	6,13	21,9
1,2	8,92	15,3
1,5	14,08	9,6
2	25,28	5,4

Tab V.17 : Tableau donnant le temps de vidange et le débit correspondant à chaque diamètre de la conduite de vidange.

Le diamètre choisi pour la conduite de vidange est $D = 1,5\text{m}$ correspondant à une capacité de vidange suffisante qui garantit un temps de vidange convenable. Ce dernier permet la diminution du niveau d'eau de la cuvette en un temps permettant la réparation de tous les problèmes qui se présentent en amont, mais en même temps n'affecte pas la stabilité du barrage.

V.6. Dimensionnement de la dérivation provisoire :

V.6.1. 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 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 et sur la durée d'exécution de l'aménagement.

En général, pour les barrages en béton, l'ouvrage de dérivation se dimensionne par les crues décennales.

D'après l'étude hydrologique, le débit maximale de la crue décennale $Q_{\max 10 \text{ ans}} = 130,9 \text{ m}^3 / \text{s}$

V.6.2. Dimensionnement de la galerie :

Le dimensionnement de la dérivation provisoire consiste à attribuer un diamètre à la galerie qui permettra d'évacuer les crues en période de construction.

C'est sur la base de la crue de chantier qu'on cherche à trouver la hauteur d'eau au niveau de l'oued pour avoir une idée précise de la nature d'écoulement au niveau de la galerie (à surface libre ou en charge) et s'il est en charge quelle sera la charge en dessus de la galerie ?

Pour obtenir cette hauteur d'eau il ya deux possibilités : soit on dispose d'une section de contrôle au niveau de l'axe du barrage et on la tire de la courbe de tarage sinon on doit avoir les dimensions d'une section de control quelconque dans l'oued pour faire une analogie avec la section d'amenée vers la galerie et on détermine la hauteur d'eau au niveau de la galerie de dérivation à la base de cette analogie.

Malheureusement on ne dispose d'aucune des deux informations, ce qui nous oblige à choisir un diamètre approximatif pour la galerie, qui pourra assurer bien entendu et l'évacuation de cette crue et l'acheminement des différentes conduites de prise d'eau à l'intérieur de cette galerie. On prend alors $D = 4\text{m}$.

V.4.3. Dimensionnement du batardeau :

La hauteur du batardeau se calcul comme suit : $h_{\text{batardeau}} = h + R$

Tel que R désigne la revanche.

Or, la hauteur d'eau h correspondante à la crue de chantier au niveau du batardeau ne peut être déterminée, le même problème précédent se pose également, donc le dimensionnement de ce dernier sera effectuer une fois acquérir les données nécessaires.



Chapitre VI :

Etude de stabilité du barrage



Introduction

L'étude de stabilité du barrage poids en béton concerne l'équilibre d'ensemble de l'ouvrage, qui doit résister au glissement sur la fondation et au renversement ainsi que la stabilité interne de l'ouvrage qui doit résister aux contraintes qui se développent dans sa masse.

Il s'agit de donner à l'ouvrage des proportions telles que son poids s'oppose avec une marge de sécurité suffisante aux actions déstabilisatrices, essentiellement la poussée de l'eau et les sous pressions. On vérifie ainsi successivement les stabilités au renversement, au glissement, ainsi que la stabilité interne.

VI.1. Bilan des actions : [I]

La recherche des conditions de stabilité des ouvrages et le calcul des contraintes dans les matériaux qui les constituent nécessitent la connaissance des forces appliquées à ces ouvrages. Celles-ci sont communes aux différents types de barrages fixes et sont représentées sur la Figure VI.1.

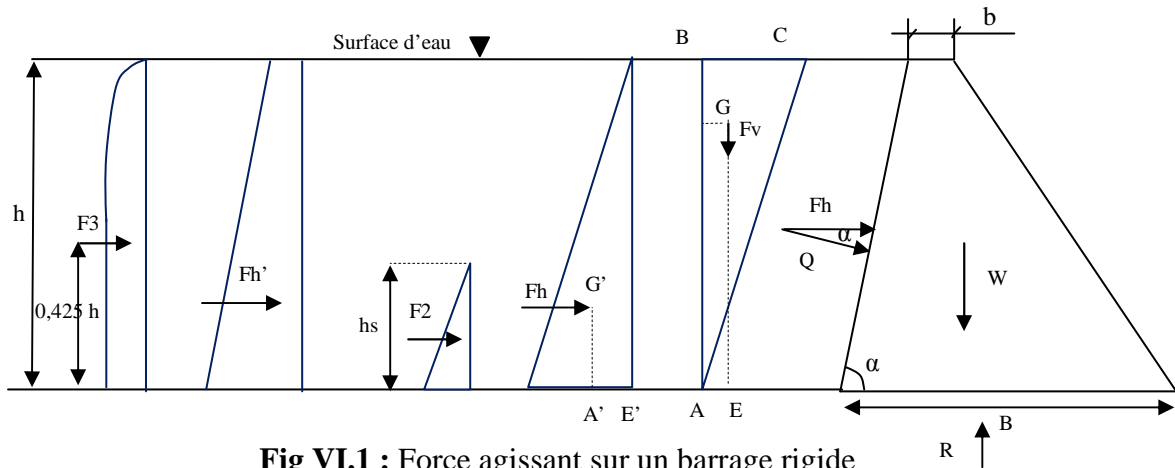


Fig VI.1 : Force agissant sur un barrage rigide

▪ Poussé de l'eau Q:

C'est la résultante de la composante horizontale de la force de pression hydrostatique de l'eau F_h et de la composante verticale de pression F_v .

La force hydrostatique à une distribution triangulaire est déterminée par la formule suivante :

$$F_h = \frac{1}{2} \gamma_\omega h^2$$

Avec : γ_ω : Poids volumique de l'eau ;

h : Hauteur amont du barrage.

F_h passe par le point G' défini par ($E'A' = 1/3 (\gamma_\omega h)$; $E'G' = 1/3 h$).

La composante verticale de la force de pression F_v est donnée par :

$$F_v = \gamma_\omega \cdot (\text{volume ABC})$$

F_v passe par le point G défini par ($AE = 1/3 BC$; $EG = 2/3 h$). Cette force s'annule pour un parement amont vertical.

Ainsi, la résultante de poussée de l'eau (composante normale au parement amont de la force hydrostatique) est :

$$Q = \frac{F_h}{\sin\alpha} = \frac{1}{2 \sin\alpha} \gamma_\omega h^2$$

Où α est l'angle que fait le parement amont avec l'horizontal.

Pour un parement vertical, $\sin\alpha = 1$, et $Q = F_h = \frac{1}{2} \gamma_\omega h^2$.

Lorsque l'ouvrage déverse avec une charge h' le diagramme des pressions prend la forme d'un trapèze et la force hydrostatique s'exerce au centre gravité du trapèze, la composante de l'eau coulant au sommet n'intervient pas (Fig VI.1.B), la valeur de la poussée devient :

$$F'_h = \frac{1}{2} \gamma_\omega (h + 2h')h$$

▪ **Poussé des sédiments F_2 :**

Des sédiments s'accumulent souvent au pied amont du barrage. Si leur épaisseur est important il en résulte une poussée des terres horizontale dont sa valeur est calculé par la formule suivante, issus de la théorie de Rankine :

$$F_2 = \frac{1}{2 \sin\alpha} \left(\frac{1 - \sin\varphi}{1 + \sin\varphi} \right) \gamma_i h_s^2$$

Où γ_i : Poids volumique immergé des sédiments (en première approximation, $\gamma_i \approx 10 \text{ kN/m}^3$) ;

h_s : Profondeur des vases déposées en m ;

φ : Angle de frottement interne des sédiments (en première approximation $15^\circ < \varphi < 30^\circ$) ;

F_2 : S'exprime en Newton par mètre de la largeur ; comme pour l'eau, le diagramme de répartition est triangulaire, la poussée s'exerce au centre de gravité.

▪ **Poids du massif du béton W:**

Cette action est favorable à la stabilité de l'ouvrage. Elle s'applique au centre de gravité de la section transversale du barrage et dépend de la forme de cette dernière et de poids volumique du béton, le poids volumique conventionnel sera généralement pris égal à 24 kN/m^3 , cette valeur pourra être à revoir si les agrégats ont un poids volumique relativement différents.

Le poids d'un barrage de section trapézoïdale est donné par :

$$W = \frac{1}{2} \gamma_b (B + b)h$$

Avec: γ_b : poids volumique du béton.

Cette force s'applique en un point situé à $0.425 h$ au-dessus de la base.

▪ **Sous pression P :**

Quelle que soit la qualité du rocher de fondation, l'eau pénètre progressivement, ce phénomène étant dû à la porosité, à la fissuration ou à la fracturation de la roche. Ces interstices de la fondation seront occupés par de l'eau qui exerce une pression qui agit sur toute la longueur de base du barrage : cette pression joue un rôle particulièrement important pour la stabilité de l'ouvrage à la surface de contact béton-rocher.

En résumé, la prise en compte des sous pressions se fera en choisissant l'un des diagrammes de la figure VI.2 correspondant à l'une des hypothèses suivantes :

- Diagramme a : les fondations ne sont pas traitées. Le cas le plus défavorable où il peut exister des fissures nettes en communication avec l'amont du barrage. La sous pression alors s'établit alors sous tout l'ouvrage avec une valeur constante correspondante à la charge amont.
- Diagramme b : les fondations ne sont pas traitées, on admet une circulation d'eau de l'mont vers l'aval avec une perte de charge linéaire. La sous pression décroît linéairement de la valeur de la charge amont h vers la valeur nulle sur leparement aval si celui-ci est à la pression atmosphérique.
- Diagramme c : les fondations sont étanchéisées par un rideau d'injection, qui entraine une perte de charge amont importante, les sous pressions décroît linéairement de la nouvelle charge amont vers la charge aval.
- Diagramme d : les fondations étanches sont drainées à l'aval de l'organe d'étanchéité, on admet en général un drainage efficace à 50%.

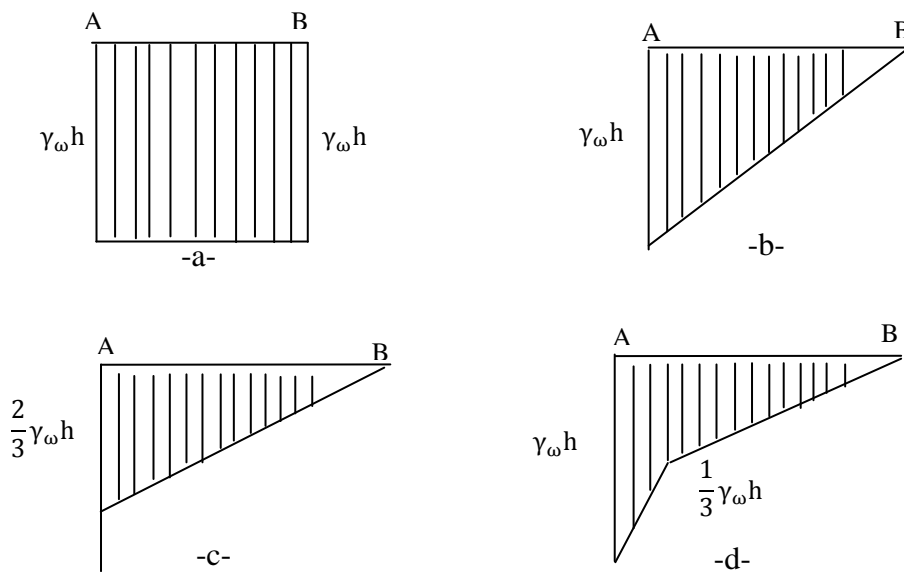


Fig VI.2 : Diagrammes de sous-pressions.

▪ **Force d'inertie d'un tremblement de terre F_3 :**

Au cours des secousses telluriques, les barrages subissent des vibrations, c'est-à-dire sorte d'accélération latérale « a » qui se combine à celle de la pesanteur. En général, a est compris entre 0 et 0,2 selon la séismicité de la région d'étude.

Dans notre cas, la région de Batna appartient à la zone 1 dont le coefficient d'accélération pour un ouvrage d'importance vitale comme un barrage est de 0,15. [Règles parasismiques algérienne PRA 99/ Version 2003]

Cette accélération engendre une force d'inertie appliquée par l'eau sur la face amont du barrage. Une bonne approximation de cette force est donnée par Von Karman :

$$F_3 = 0,555. a. \rho. h^2$$

ρ désigne la masse volumique de l'eau.

Cette force s'applique en un point situé à 0.425 h au-dessus de la base.

VI.2. Calcul de stabilité :

Les calculs de stabilité sont effectués en décomposant le barrage en tranches verticales de largeur unitaire «1m » supposées indépendantes les unes des autres. Nous supposons pour simplifier que la largeur en crête est nulle, le parement amont du barrage est vertical et que le parement aval à un fruit m. Le profil de calcul est donc le suivant :

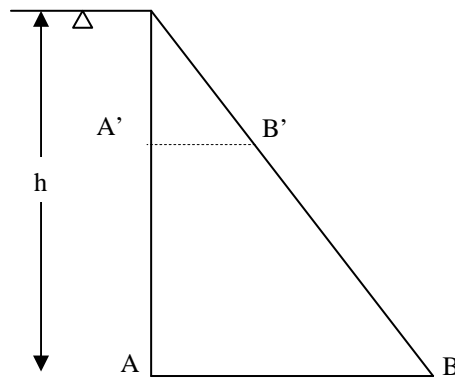


Fig VI.3 : Profil de calcul de stabilité

Dans ce qui suit, nous allons vérifier la stabilité de la partie du barrage situé au-dessus de l'assise AB. En réalité, les vérifications doivent être faites pour toutes les assises horizontales A'B' du barrage.

Trois cas de chargement sont examinés

1. Conditions normales (retenue vide et retenue normal)
2. Conditions exceptionnelles (avec une retenue au niveau des PHE) ;
3. Conditions extrêmes (séisme combiné avec une retenue normale).

VI.2.1. Equilibre d'ensemble : [O]

Dans cette étude on considère le barrage comme un bloc indéformable soumis à des actions extérieures, la sécurité est alors prise par apport à des mécanismes de rupture éventuelle qui sont le glissement et le renversement.

VI.2.1.1. Stabilité au glissement :

Les forces horizontales ($\sum F_h$) telles que la poussée de l'eau, Q, et des vases, qui s'exercent sur le barrage tendent à le déplacer vers l'aval. La résistance à ces forces horizontales (résistance au cisaillement) est offerte par les fondations grâce à leur cohésion c, et à leur coefficient de frottement $\text{tg}(\varphi)$. En général, la cohésion est considéré négligeable et la stabilité au glissement est assurée si la condition suivante est satisfaite :

$$\frac{\sum F_h}{\sum F_v} \leq \text{tg}\varphi \text{ [VI. 1]}$$

1. Conditions normales de la retenue :

Dans les conditions normales de la retenue, les forces horizontales se réduisent à Q.

Pour prendre en compte la poussée des sédiments, on considère dans le calcul de Q un poids volumique d'une eau chargée (généralement pris égale à 1100). L'équation [VI.1] s'exprime alors comme suit :

$$\frac{Q}{W - P} \leq \text{tg}\varphi \text{ [VI. 2]}$$

Pour un frottement béton-béton et béton-rochet de qualité : $\text{tg } \varphi = 0.75 = 3/4$.

Si le diagramme des sous-pressions est de type -a-, l'équation [VI.2] devient :

$$\frac{1/2 \gamma_w h^2}{1/2 m \gamma_b h^2 - \gamma_w m h^2} \leq \text{tg}\varphi$$

$$\text{D'où : } m \geq \frac{4}{3} \frac{\gamma_w}{\gamma_b - 2\gamma_w}$$

Si le diagramme des sous-pressions est de type -b-, l'équation [VI.2] devient :

$$\frac{1/2 \gamma_w h^2}{1/2 m \gamma_b h^2 - 1/2 \gamma_w m h^2} \leq \text{tg}\varphi$$

$$\text{D'où : } m \geq \frac{4}{3} \frac{\gamma_w}{\gamma_b - \gamma_w}$$

Les limites inférieures de m pour les deux cas de distribution des sous pressions sont données

Dans le tableau : ($\gamma_b = 2400$).

	Diagramme -a-	Diagramme -b-
Retenue pleine avec une eau non chargée $\gamma_w = 1000$	3,33	0,95
Retenue pleine avec une eau chargée $\gamma_w = 1100$	7,33	1,13

On remarque que pour un parement aval où $0,7 < m < 0,8$, la condition de stabilité au glissement est loin d'être vérifiée dans les deux cas ($\gamma_w = 1000$ et $\gamma_w = 1100$), d'où la nécessité impérieuse de réduire les sous pressions dues aux infiltrations de l'eau dans le barrage ou sous les fondations.

Pour cela, les dispositions suivantes sont à prévoir :

- ✓ L'étanchéisation du parement amont et des fondations ;
- ✓ Le drainage vertical et horizontal du corps du barrage.

▪ **Parement amont**

Afin d'améliorer l'étanchéité du parement amont, on doit soigner la granulométrie et surdoser le béton dans cette partie de façon à diminuer la perméabilité en limitant l'apparition des fissures.

▪ **Les Drains : [F]**

Pour assurer le bon drainage des eaux qui s'infiltreront par les fissures horizontales dans le cas où celles-ci se développent au niveau du parement amont du barrage, on prévoit deux types de réseaux de drainage dans notre barrage, un réseau vertical situé à l'amont et un réseau horizontal ou subhorizontal en arrière du réseau vertical.

Le réseau des drains verticaux est constitué de trous régulièrement espacés tous les 3 à 4 m environ et il se trouve à 2 ou 3m derrière le parement amont. Leur rôle est de capter les eaux qui auraient pu s'infiltrer à travers la face amont du barrage. Ces drains verticaux déboucheront dans une galerie collectrice de drainage. Autre chose très importante aussi est le diamètre de ces drains, pour ne pas se boucher ils doivent avoir un diamètre suffisant de l'ordre de 50 à 60 cm.

Dans le cas où les des eaux d'infiltration réussissent à franchir le parement amont, puis le réseau de drainage vertical, on installe, en arrière du plan vertical des drains horizontaux, traversant le corps du barrage d'amont en aval.

Les figures ci-dessous illustrent les deux systèmes de drainage prévus :

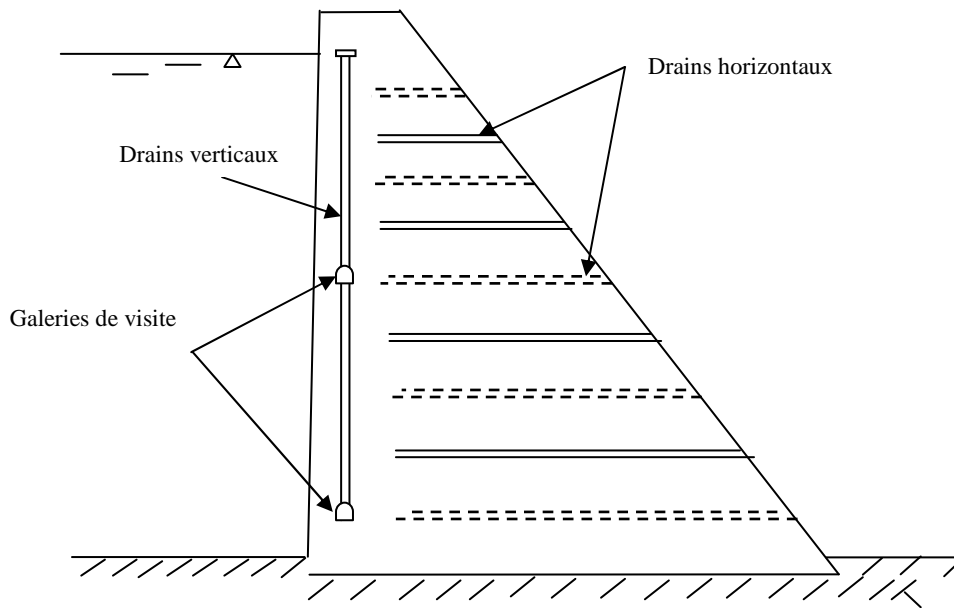


Fig VI.4 : Coupe du barrage montrant le réseau de drainage horizontal.

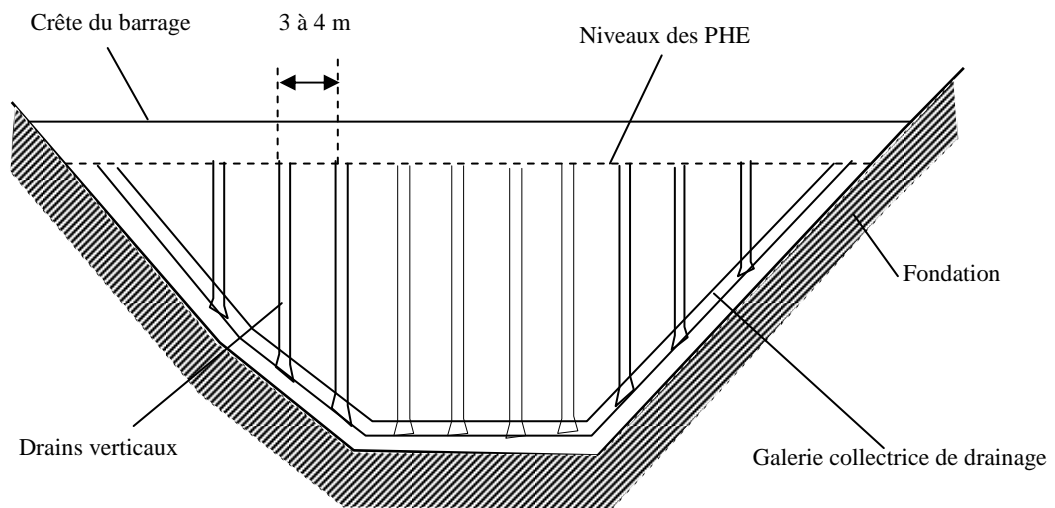


Fig VI.5 : Coupe l'longitudinale du barrage indiquant le réseau de drainage vertical

▪ **Fondations :**

Afin de réduire les sous pressions sous le barrage, on propose de mettre en place un voile d'étanchéité et des forages drainants (voir Fig VI. 6) au niveau des fondations qui garantiront une capacité de drainage efficace à 50%

Le voile d'étanchéité est également prolongé latéralement sur les rives pour empêcher le passage des eaux en contournant le barrage.

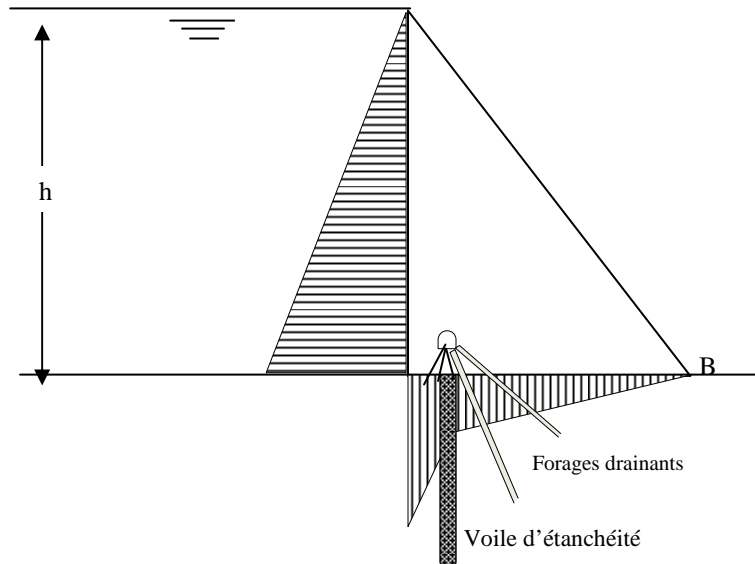


Fig VI.6 :Réduction des sous pressions par voile d'étanchéité et forages drainants.

Le voile d'étanchéité est réalisé au moyen des trous de forage, exécutés préalablement à partir de la galerie de visite, dans lesquels on injecte, sous pression, un coulis de ciment. Le ciment s'introduit dans les fissures et en faisant prise, il les rend étanches.

On est amené alors au cas où la distribution des sous-pressions est similaire à celle présentée par le diagramme-d-

L'équation [VI.2] s'exprime dans ce cas comme suit :

$$\frac{1/2 \gamma_{\omega} h^2}{1/2 m \gamma_b h^2 - 13/60 \gamma_{\omega} m h^2} \leq \text{tg} \varphi$$

$$\text{D'où : } m \geq \frac{4}{3} \frac{\gamma_{\omega}}{\gamma_b - 13/30 \gamma_{\omega}}$$

Ce qui donne: $m \geq 0,68$ pour $\gamma_{\omega} = 1000$

et $m \geq 0,76$ pour $\gamma_{\omega} = 1100$

Avec une eau propre ($\gamma_{\omega} = 1000$), la stabilité au glissement est vérifiée pour $m=0,7$, par contre avec une eau chargée ($\gamma_{\omega} = 1100$) elle n'est pas vérifiée.

2. Conditions exceptionnelles

Dans les conditions exceptionnelles, l'eau se trouve au niveau des plus hautes eaux, c'est-à-dire, un déversement aura lieu sur une hauteur h' . Le diagramme des pressions prend la forme d'un trapèze et l'expression de Q devient :

$$Q = \frac{1}{2} \gamma_{\omega} (h + 2h') h$$

La condition de stabilité au glissement s'exprime ainsi :

$$\frac{1/2 \gamma_{\omega}(h + 2h')h}{1/2 m\gamma_b h^2 - 13/60 \gamma_{\omega} m h^2} \leq \text{tg}\varphi$$

$$\text{D'où : } m \geq \frac{4}{3} \frac{\gamma_{\omega}}{(\gamma_b - 13/30 \gamma_{\omega})} \frac{(h^2 + 2hh')}{h^2}$$

$$m \geq 0,75 \text{ pour } \gamma_{\omega} = 1000$$

$$m \geq 0,85 \text{ pour } \gamma_{\omega} = 1100$$

3. Conditions extrêmes (séisme combiné avec une retenue normale).

Dans les conditions extrêmes, la force de séisme s'ajoute à Q, L'équation [VI.2] s'écrit alors :

$$\frac{Q + F_3}{W - P} \leq \text{tg}\varphi$$

$$\frac{1/2 \gamma_{\omega} h^2 + 0,555 a \rho h^2}{1/2 m\gamma_b h^2 - 13/60 \gamma_{\omega} m h^2} \leq \text{tg}\varphi$$

$$m \geq \frac{4}{3} \frac{\gamma_{\omega} + 1,11 a \rho}{(\gamma_b - 13/30 \gamma_{\omega})}$$

$$m \geq 0,79 \text{ pour } \gamma_{\omega} = 1000$$

$$m \geq 0,89 \text{ pour } \gamma_{\omega} = 1100$$

Pour un fruit aval $m=0,7$, la condition n'est pas satisfaite dans les deux cas.

Conclusion :

Dans l'ensemble, on constate que la condition de stabilité au glissement n'est pas vérifiée pour un fruit aval $m=0,7$. En particulier, pour le cas où interviennent les forces du séisme.

Sachant que pour vérifier ces conditions imposant un fruit aval très important, on risque de remettre en cause le côté économique de l'ouvrage et le volume du matériau utilisé serait très important.

Pour pallier à ce problème, on propose de renforcer les efforts verticaux sur le corps du barrage, qui ont pour effet de stabiliser le barrage contre le glissement. Pour cela, deux solutions sont envisageable :

- Soit on joue sur la densité du béton, on utilisant des granulats de poids plus important.
- Soit on prévoit des ancrages tout au long du barrage.

Nous pouvons aussi améliorer la sécurité du barrage au glissement en réduisant les forces horizontales, ceci peut être obtenu par le fait d'incliner la fondation vers l'amont.

VI.2.1.2. Stabilité au renversement :

Le rapport des moments résistants (poids propre de l'ouvrage W) et des moments motrices (poussée de l'eau Q et sous-pression P par exemple) par rapport au point B du parement aval définit la condition de stabilité au renversement du barrage :

$$\sum M_{m/B} + \sum M_{r/B} \geq 0 \quad [\text{VI. 3}]$$

1. Conditions normales de la retenue :

Dans ces conditions, l'équation [VI.3] implique : $M_{Q/B} + M_{W/B} + M_{P/B} \geq 0$

Après tout calcul fait, on obtient :

$$-\gamma_{\omega} \frac{h^3}{6} + \gamma_b \frac{m^2}{3} h^3 - \frac{277}{1800} \gamma_{\omega} m^2 h^3 \geq 0$$

$$m \geq \sqrt{\frac{\gamma_{\omega}}{2\gamma_b - 277/300 \gamma_{\omega}}}$$

$$m \geq 0,51 \quad \text{pour} \quad \gamma_{\omega} = 1000$$

$$m \geq 0,54 \quad \text{pour} \quad \gamma_{\omega} = 1100$$

Remarque : L'expression de $M_{P/B}$ est obtenu en décomposant le profil des sous-pressions en deux triangles et un rectangle.

2. Conditions exceptionnelles

Au moment de Q, s'ajoute un moment moteur du à la surélévation du niveau d'eau d'une hauteur h' . Après calcul, la condition [VI.3] s'exprime :

$$-(\gamma_{\omega} \frac{h^3}{6} + \frac{1}{2} \gamma_{\omega} h' h^2) + \gamma_b \frac{m^2}{3} h^3 - \frac{277}{1800} \gamma_{\omega} m^2 h^3 \geq 0$$

$$m \geq \sqrt{\frac{\gamma_{\omega}}{1/3 \gamma_b - 277/1800 \gamma_{\omega}} \frac{1/6 h + 1/2 h'}{h}}$$

$$m \geq 0,55 \quad \text{pour} \quad \gamma_{\omega} = 1000$$

$$m \geq 0,58 \quad \text{pour} \quad \gamma_{\omega} = 1100$$

3. Conditions extrêmes

La force de séisme génère un moment moteur qui tend à basculer le barrage autour du point B, l'équation [VI.3] s'écrit alors :

$$M_{Q/B} + M_{W/B} + M_{P/B} + M_{F3/B} \geq 0$$

$$-\gamma_{\omega} \frac{h^3}{6} - 0,555.0,425aph^3 + \gamma_b \frac{m^2}{3} h^3 - \frac{277}{1800} \gamma_{\omega} m^2 h^3 \geq 0$$

$$m \geq \sqrt{\frac{1/6 \gamma_{\omega} + 5661/1600}{1/3 \gamma_b - 277/1800 \gamma_{\omega}}}$$

$$m \geq 0,51 \text{ pour } \gamma_{\omega} = 1000$$

$$m \geq 0,54 \text{ pour } \gamma_{\omega} = 1100$$

Les valeurs limites de m obtenues nous permet de conclure que la condition de stabilité du barrage au renversement est respectée dans un profil où $m = 0.7$ pour les trois cas de combinaison de charge.

VI.2.2. L'équilibre interne du barrage

Dans l'étude précédente, nous avons supposé que le barrage est un bloc compact indéformable, qui est en états d'équilibre sous les forces extérieures qui lui sont appliquées.

Mais, en réalité, cet équilibre est naturel, c'est-à-dire d'un corps subissant des déformations lorsqu'on lui applique des forces. Ces déformations font apparaitre dans la masse du barrage des contraintes intérieures ou efforts moléculaires qui participent, avec les forces extérieures, à l'équilibre obtenu.

Dans ce qui suit, nous proposons d'examiner en quels points de l'ouvrage et dans quelles conditions les efforts moléculaire risquent de dépasser les limites permises et de provoquer des fontes dans la maçonnerie.

VI.2.2.1. Méthode dérivée de la RDM : [F]

Cette méthode consiste à déterminer les contraintes dans les sections horizontales, à partir des formules de la flexion composée (RDM : résistances des matériaux), compte tenu des actions extérieures appliquées à l'ouvrage et d'éventuelles actions internes telles que les pressions interstitielles dans les fissures.

La sommation des moments des forces verticales par rapport à n'importe quel point du barrage donne les contraintes (pressions) normales au sol (Figure VI.4) :

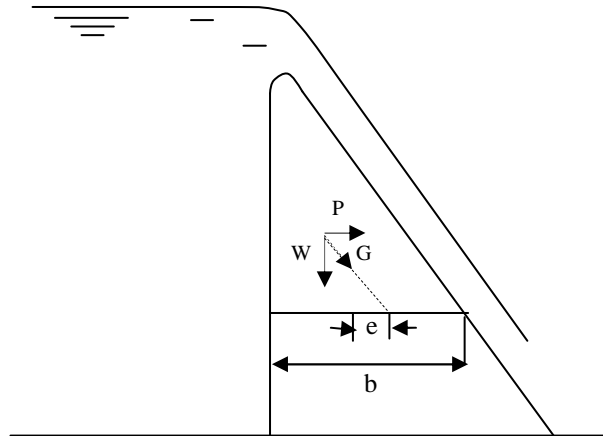


Fig VI.7 : Stabilité interne du barrage.

$$n_y = \frac{W}{b} + \frac{W \cdot e \cdot y}{I}$$

Avec : e : excentricité du point d'application de la résultante des forces appliquées à l'ouvrage par rapport au centre de gravité de la surface S de base b .

n_y : la contrainte normale en un point situé à l'abscisse y ; l'axe des y ayant son origine au point G , centre de la section horizontale S .

W : Le poids de la maçonnerie au- dessus de la section S ;

I : le moment principal d'inertie ; $I = \frac{b^3}{12}$ (section rectangulaire de largeur = 1m).

Les contraintes normales admissibles dans le béton doivent respecter certaines conditions :

1) Calcul de fatigue du béton (Règle de tiers central)

Il faut vérifier que ces contraintes normales ne soient pas trop élevées pour le rochet ou sol de fondation ; et que la pression minimale reste positive (le béton étant non armé ne peut supporter de traction) ce qui est équivalent à vérifier que l'excentricité reste dans le tiers central de la base b .

C'est la règle de tiers central.

A réservoir vide, toutes les contraintes étant de compression, nous n'avons aucun risque.

Cependant, à réservoir plein, la contrainte en A peut devenir négative (traction).cette dernière condition s'exprime alors comme suit :

$$n_a = \frac{\sum F_v}{b} \left(1 - 6 \frac{e}{b}\right) \geq 0$$

Ce qui implique $|e| < \frac{b}{6}$

2) Condition de non écrasement

Les contraintes de compression les plus élevées se produisent au voisinage du point B. Il convient de vérifier que ces contraintes ne doivent pas dépasser une certaine fraction (généralement 30 %) de la contrainte de rupture en compression du matériau constituant le barrage, béton à 28 jours. Cette condition est, à l'exception des très grands barrages, toujours vérifiée.

3) Condition de Maurice Levy

Au niveau du parement amont, les contraintes normales doivent conserver une valeur suffisante pour qu'en cas d'infiltration ou de fissure le calcul précédent ne soit pas remis en cause.

Pour que cette condition soit réalisée, Maurice Levy a proposé que la contrainte n_a reste supérieure ou égale à la pression de l'eau au même niveau. Si une fissure se produit, elle ne peut que se refermer. En fait le calcul montre que la vérification de la condition de Levy donne un profil très massif (par exemple fruit amont nul et fruit aval $m=0.85$ si $\gamma_b = 2400$). La qualité des bétons utilisés actuellement permet de réduire cette exigence et on se contente de ne satisfaire la condition de Levy qu'à $r\%$, c'est-à-dire qu'on doit vérifier que l'on a :

$$\frac{n_a}{\gamma_w h} \geq \frac{r}{100}$$

$$\Rightarrow m \geq \sqrt{\frac{\gamma_w}{\gamma_b - r \gamma_w}}$$

Avec : $n_a = \left(\gamma_b - \frac{\gamma_w}{m^2}\right) h$

Le tableau suivant donne les limites de m pour différentes valeurs de r :

r (%)	0	36	50	75	100
m	0,65	0,7	0,73	0,78	0,85

On remarque que pour un parement dont le fruit aval $m=0,7$, la condition de Maurice Levy est satisfaite à 36%

VI.2.2.2. Méthode de Pigeaut :

La méthode de Pigeaut fait appel à la théorie d'élasticité, elle permet de déterminer les efforts élastiques exercés, dans n'importe quelle direction, en chaque point du barrage. Elle sert à vérifier les conditions aux limites sur le parement amont et sur le parement aval et on peut en tirer différentes lignes caractéristiques.

A- Détermination des efforts élastiques :

Considérons le profil triangulaire AOB du barrage d'épaisseur égale à l'unité, muni (doté) du système d'axe (Ox, Oz) comme le montre la figure (VI.5). Autour d'un point P, de coordonnées x et z, pris arbitrairement dans le corps du barrage, on découpe un cube élémentaire dont les côtés sont parallèles à Ox et Oz.

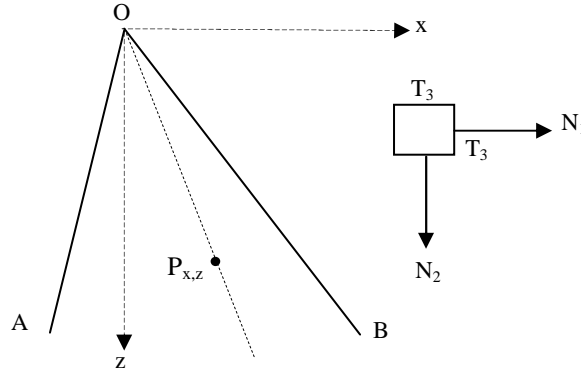


Fig VI.8 : Méthode de Pigeaut.

Les forces qui s'appliquent sur ce cube de volume unitaire, sont :

- Sur ces faces opposées parallèles à oz :
 - L'effort normal $\pm N_1$ ($+N_1$ sur une face et $-N_1$ sur l'autre face) ;
 - L'effort tangentiel $\pm T_3$
- Sur ses faces opposées parallèles à Ox :
 - L'effort normal $\pm N_2$;
 - L'effort tangentiel $\pm T_3$;

En supposant que ces forces font équilibre à la résultante des forces de volume directement appliquées au cube de la maçonnerie dont les composantes sont X et Y et en appliquant les lois de l'équilibre élastique sur ce cube, on démontre que les efforts N_1 , N_2 et T_3 sont des fonctions linéaires de de x et de z, Elles s'écrivent alors ainsi :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_1 = a_1 \cdot x + b_1 \cdot z \\ N_2 = a_2 \cdot x + b_2 \cdot z \\ T_3 = (\gamma_b - b_2) \cdot x - a_1 \cdot z \end{array} \right. \dots [VI. 1]$$

Les coefficients a_1 , a_2 , b_1 et b_2 sont des constantes dépendant des conditions aux limites, c'est-à-dire des pressions sur les parements amont et aval.

➤ **Conditions aux limites :**

Sur le parement amont de fruit n et de coordonnées x et $z = -n \cdot x$, l'eau exerce perpendiculairement une poussée unitaire $q = z \cdot \gamma_\omega$ dont les composantes sont :

$$\begin{cases} X = z \cdot \gamma_\omega \cdot \cos \alpha \\ Y = z \cdot \gamma_\omega \cdot \sin \alpha \end{cases}$$

Avec $\tan \alpha = n$: fruit de parement amont du barrage.

La condition d'équilibre du trièdre élémentaire s'écrit :

$$\begin{cases} X = N_1 \cos \alpha + T_3 \sin \alpha = z \cdot \gamma_\omega \cdot \cos \alpha \\ Y = T_3 \cos \alpha + N_2 \sin \alpha = z \cdot \gamma_\omega \cdot \sin \alpha \end{cases}$$

On en déduit que :

$$\begin{cases} N_1 + T_3 \cdot n = z \cdot \gamma_\omega & \dots [VI. 2] \\ T_3 + N_2 \cdot n = z \cdot \gamma_\omega \cdot n \end{cases}$$

Sur le parement aval de fruit m et de coordonnées x et $z = m \cdot x$, X et Y sont nulles.

En écrivant de même la condition d'équilibre dans ce deuxième cas, on obtient ainsi un système de quatre équations permettant de déterminer a_1, a_2, b_1 et b_2 en fonction de m et n :

$$\begin{cases} a_1 = \frac{\gamma_b}{(m+n)^2} mn(m-n) + \frac{\gamma_\omega}{(m+n)^2} (mn - m^2 - 2) & \dots [VI. 3] \\ b_1 = \frac{\gamma_b}{(m+n)^2} 2m^2n^2 - \frac{\gamma_\omega}{(m+n)^2} m^2(2mn^2 - 3n - m) \\ a_2 = -\frac{\gamma_b}{(m+n)^2} (m-n) - \frac{\gamma_\omega}{(m+n)^2} (n^2 + 3mn - 2) \\ b_2 = \frac{\gamma_b}{(m+n)^2} (m^2 + n^2) - \frac{\gamma_\omega}{(m+n)^2} (m-n - 2m^2n) \end{cases}$$

En remplace m et n par leurs valeurs correspondantes à notre barrage dans le système [VI.3], on obtient :

$$\begin{cases} a_1 = -4267,4 \\ b_1 = 747,8 \\ a_2 = 591,1 \\ b_2 = 1032,9 \end{cases}$$

Dans le calcul précédent, nous avons considéré que la retenue est pleine. Dans le cas où celle-ci est vide, il suffit de remplacer γ_ω par le zéro. Les quatre constantes auront donc pour valeurs :

$$\left\{ \begin{array}{l} a_1 = 97,1 \\ b_1 = 10,5 \\ a_2 = -2773,3 \\ b_2 = 2101,3 \end{array} \right.$$

En définitive, dans n'importe quel point de notre barrage de coordonnées x et z, les efforts intérieurs s'exerçant en ce point s'écrivent comme suit :

A réservoir plein :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_1 = -4267,4. x + 747,8. z \\ N_2 = 591,1. x + 1032,9. z \\ T_3 = 1367,1. x + 4267,4. z \end{array} \right.$$

A réservoir vide :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_1 = 97,1. x + 10,5. z \\ N_2 = -2773,3. x + 1032,9. z \\ T_3 = 298,7. x - 97,1. z \end{array} \right.$$

B- Variation des efforts élastiques :(Les contraintes principales et le cisaillement effectif maximal)

Après avoir déterminé N_1 et T_3 d'une part, et N_2 et T_3 d'autre part, prenons maintenant autour du point p, un élément plan de direction quelconque et dont la normale fait un angle α avec Ox.

On observa un effort unitaire F dont les composantes seront, soit **X** et **Z** suivant Ox et Oz, soit **N** suivant la normale à l'élément plan et **T** suivant sa propre direction.

D'après l'équilibre du tétraèdre élémentaire :

$$\left\{ \begin{array}{l} X = N_1 \cos \alpha + T_3 \sin \alpha \\ Z = T_3 \cos \alpha + N_2 \sin \alpha \end{array} \right.$$

Et aussi :

$$\left\{ \begin{array}{l} N = +X \cos \alpha + Z \sin \alpha \\ T = -X \sin \alpha + Z \cos \alpha \end{array} \right.$$

On pourra ainsi déduire :

$$\left\{ \begin{array}{l} N = \frac{N_1 + N_2}{2} + \frac{N_1 - N_2}{2} \cos 2\alpha + T_3 \sin 2\alpha \\ T = \frac{N_1 - N_2}{2} \sin 2\alpha + T_3 \cos 2\alpha \end{array} \right.$$

On pourra calculer N et T en fonction de n et m et l'angle α .

Par la suite nous allons chercher l'angle pour lequel l'effort N et T seront maximal ou minimal, cela revient à chercher les contraintes principales et les directions principales correspondantes, ainsi que le cisaillement maximal.

- Pour cela faisant ; $\frac{dN}{d\alpha} = 0$ D'oùtan $2\alpha = \frac{2T_3}{N_1 - N_2}$

Deux angles particuliers qui peuvent vérifier ce dernier resultats β et $(\beta + \frac{\pi}{2})$, ces dernier corresponds a deux éléments plans perpendiculaire entre eux, et faisant les angles $(\beta - \frac{\pi}{2})$ et β avec ox. Leurs direction appellées directions principales et les efforts elastique correspondants sont appelés contraintes principales.

On aura notamment :

$$\begin{cases} A = \frac{N_1 + N_2}{2} + \frac{N_1 - N_2}{2} \cos 2\beta + T_3 \sin 2\beta \\ B = \frac{N_1 + N_2}{2} - \frac{N_1 - N_2}{2} \cos 2\beta + T_3 \sin 2\beta \\ \text{Avec } \tan 2\beta = \frac{2T_3}{N_1 - N_2} \end{cases}$$

En exprimant $\cos 2\beta$ et $\sin 2\beta$ à partir de $\tan 2\beta$, les contraintes principales s'écrivent comme suit :

$$\begin{cases} A = \frac{N_1 + N_2}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{(N_1 - N_2)^2 + 4T_3^2} \\ B = \frac{N_1 + N_2}{2} - \frac{1}{2} \sqrt{(N_1 - N_2)^2 + 4T_3^2} \end{cases}$$

On voit bien que A et B s'expriment en fonction de N_1 , N_2 et T_3 donc de m et n.

✓ Les contraintes N et T, s'exercent sur un élément plan quelconque dont la normale fait un angle φ avec l'une des direction principales, peuvent s'exprimer en fonctions des contraintes principales A et B et on aura comme on a vu un effort unitaire F dont les compsanse suivant ox et oz sont :

$$\begin{cases} X = A \cos \varphi \\ Y = A \sin \varphi \end{cases}$$

Et aussi :

$$\begin{cases} N = \frac{A + B}{2} + \frac{A - B}{2} \cos 2\varphi \\ T = \frac{A - B}{2} \sin 2\varphi \end{cases}$$

$$(N_1 - N_2) \cos 2\alpha + 2T_3 \sin 2\alpha = 0$$

- De meme pour le cisaillement T faisant : $\frac{dT}{d\alpha} = 0$

On trouve ainsi que T passe par un maximum pour un angle γ qui vérifie :

$$\tan 2\gamma = \frac{N_2 - N_1}{2T_3}$$

En comparant avec la valeur de $\tan 2\beta$, donnée ci-dessus on voit que :

$$\gamma = \beta \pm \frac{\pi}{4}$$

Les directions de cisaillement maximum T_m en un point P sont les bissectrices des directions principales en ce point, et la valeur de T_m est donnée par :

$$T_m = \frac{1}{2} \sqrt{(N_1 - N_2)^2 + 4T_3^2} = \frac{A - B}{2}$$

Mais, en réalité il existe d'autres efforts qui équilibrent le cisaillement maximum T :

- La force de frottement $N \tan \varphi$ où N : Contrainte normale

φ : angle de frottement du béton

- La cohésion propre de matériaux : c

On calcule le cisaillement effectif τ à partir de la condition de Coulomb qui s'écrit :

$$|T| - |N| \tan \varphi < c$$

Où le cisaillement effectif est égale à : $\tau = |T| - |N| \tan \varphi$

On développant cette expression en fonction de N_1, N_2 et T_3 on trouve que τ passe par un maximum τ_m pour un angle de : $\pm(\frac{\varphi}{2} + \frac{\pi}{4})$

Donc le cisaillement effectif est maximal sur un élément plan dont la normale fait un angle $\pm(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$ avec la direction de la composante principale maximale.

De plus :

$$\tau_m = \frac{1}{2 \cos \varphi} \left[\sqrt{(N_1 - N_2)^2 + 4T_3^2} - (N_1 + N_2) \sin \varphi \right]$$

C- Contraintes sur les parements :

➤ Parement amont avec retenue pleine :

Considérons un point P situé sur le parement amont dont les coordonnées sont z et $x = -n \cdot z$

Les contraintes N_1, N_2 et T_3 vérifient alors le système [VI.2] établie précédemment :

$$\begin{cases} N_1 + T_3 \cdot n = z \cdot \gamma_\omega \dots \dots \dots (1) \\ T_3 + N_2 \cdot n = z \cdot \gamma_\omega \cdot n \dots \dots \dots (2) \end{cases}$$

On voit bien que nous pouvons exprimer N_1 et T_3 en fonction de N_2 en tirons de l'équation (2) l'expression de T_3 en fonction de N_2 puis on la remplace dans l'équation (1), on obtient :

$$\begin{cases} N_1 = z \cdot \gamma_\omega + (N_2 - z \cdot \gamma_\omega) \cdot n^2 \\ T_3 = (z \cdot \gamma_\omega - N_2) \cdot n \end{cases}$$

En remplaçons les valeurs de a_2 et b_2 en fonction de m et n dans l'expression de N_2 , on aura :

$$N_2 = \frac{z}{(m+n)^2} [m(m+n)\gamma_b - (1-2mn-n^2)\gamma_\omega]$$

Si le barrage est à parment amont vertical c'est-à-dire $n=0$, on aura : $N_2 = \left(\gamma_b - \frac{\gamma_\omega}{m^2}\right)z$

On remarque que N_2 , la contrainte de compression unitaire s'exerçant verticalement sur une assise horizontale en un point P du parment amont, a exactement la même expression que celle trouvée en employant les méthodes de la résistance des matériaux.

Mais, contrairement à la théorie d'élasticité, la RDM ne nous donne aucune information sur les contraintes principales existant en ce point ni sur leur direction principale.

Ainsi, la théorie d'élasticité a abouti aux résultats suivants :

- La pression hydrostatique $F = z \cdot \gamma_\omega$ qui s'exerce en P et qui est normale au parment, est une contrainte de compression principale et sa direction est principale.
- L'autre compression principale F' déterminée à partir des équations donnant A et B et exprimée en fonction de N_2 est : $F' = N_2 + n^2(N_2 - z \cdot \gamma_\omega)$

Pour pouvoir énoncer laquelle des deux contraintes (F ou F') est maximale, une discussion se portera sur l'expression de F' , où on distingue 2 cas :

Premier cas : $N_2 > z \cdot \gamma_\omega$, ce qui implique que $F' > F$ et on aura donc :

- ✓ La compression maximale est $A = F'$ et sa direction est dirigée suivant le parment
- ✓ La compression minimale est $B = F$ et sa direction est normale au parment amont

Deuxième cas : $N_2 < z \cdot \gamma_\omega$, on a dans ce cas $F' < N_2 < F$

- ✓ La compression maximale est $A = F$ et s'exerce donc normalement au parment
- ✓ La compression minimale est $B = F'$ et sa direction est perpendiculaire à A.

Remarque :

L'inégalité du premier cas exprime que la condition de Maurice Levy est satisfaite.

➤ **Parement amont avec retenue vide :**

Dans ce cas, il suffit de faire $\gamma_\omega = 0$ dans les expressions donnant N_1 , N_2 et T_3 sur le parement amont, on trouve :

$$N_1 = N_2 \cdot n^2$$

$$T_3 = -N_2 \cdot n$$

$$\text{Avec } N_2 = \frac{zm\gamma_b}{(m+n)}$$

D'autre part, $F=0$, par conséquent, la compression principale maximale A s'exerce parallèlement au parement et a pour valeur : $A = (1 + n^2)N_2$.

Dans le cas d'un parement amont vertical ($n=0$), on aura : $N_2 = \gamma_b z$ et $A = N_2$.

➤ **Parement aval :**

Le parement aval n'est soumis qu'à la pression atmosphérique. Il n'est donc soumis à aucun effort tangentiel. C'est une direction principale est la compression principale correspondante est considérée comme nulle (pression atmosphérique négligeable), elle s'identifie donc à B, la compression principale maximale A s'exercera donc suivant l'inclinaison du parement.

Un point P du parement aval a pour coordonnées z et $x = mz$; d'où l'on tire :

$$N_1 = N_2 \cdot m^2$$

$$T_3 = N_2 \cdot m$$

$$\text{Avec: } N_2 = \frac{z}{(m+n)^2} [n(m+n)\gamma_b + (1-mn)\gamma_\omega]$$

D'autre part : $A = (1 + m^2)N_2$

Si le réservoir est vide, on fera $\gamma_\omega = 0$ dans les formules et si de plus le parement est vertical ($n=0$), on aura : $N_2 = \frac{\gamma_\omega}{m^2} z$

Les schémas ci-dessous représentent les contraintes principales sur les deux parements :

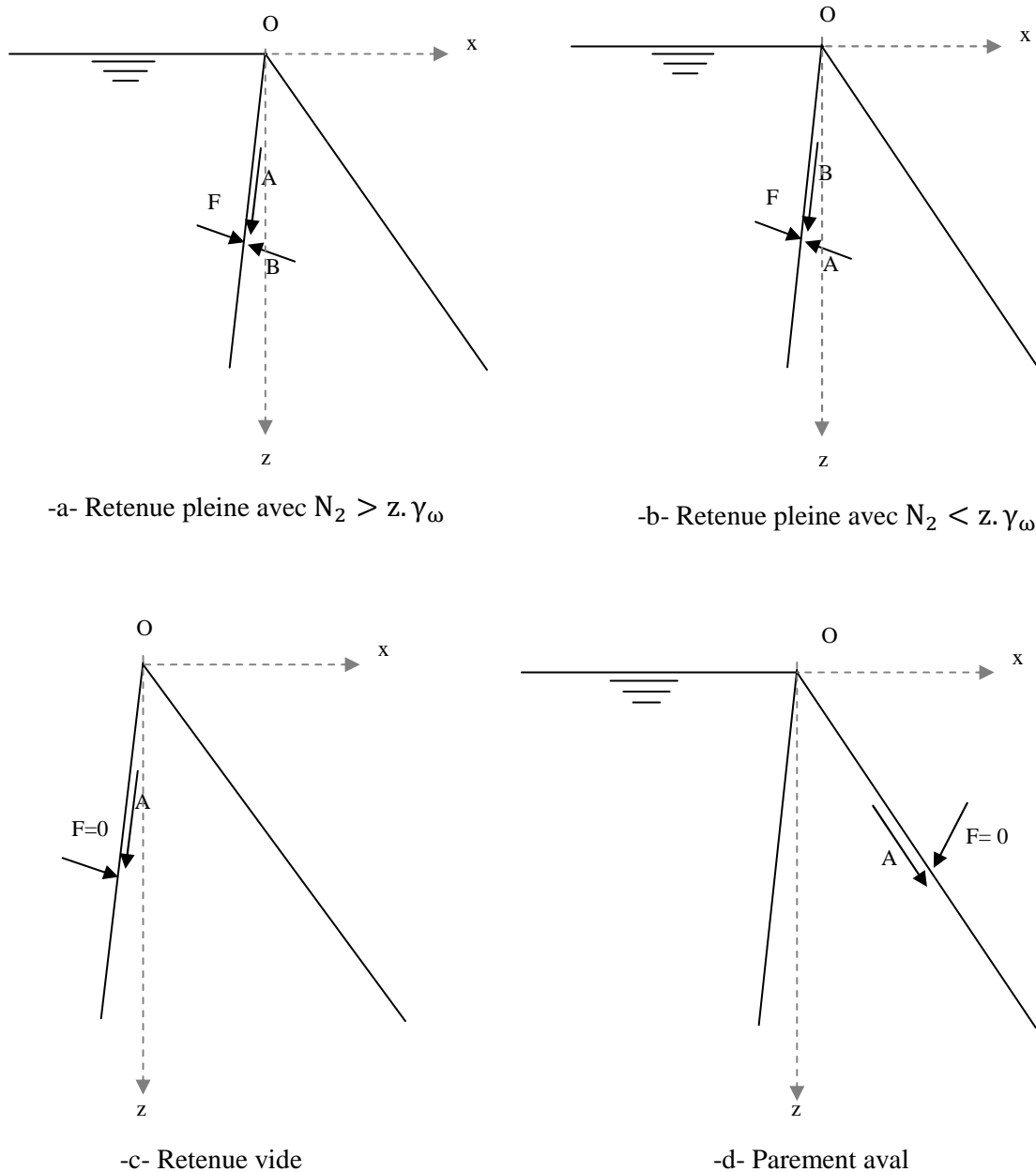


Fig VI.9 : Contraintes principales sur les parements amont et aval.

D- Lignes caractéristiques : [M]

1. Courbes d'égal compression maximales :

Au lieu de faire le calcul point par point, il est plus intéressant de dresser des courbe d'égal compression maximales, d'autant plus lorsque l'on connait une toute les autres s'en déduisent par homothétie de centre O.

Les courbes déduites sont des branches hyperboliques, elles nous informent sur les parties où on doit sudoser le béton et nous permettent d'établir les différentes lignes de séparation, la contrainte maximale A doit rester partout inférieure au taux de travail limite par la maçonnerie (béton) et B doit être supérieur à zéro (pas de travail en traction).

Pour y faire on pose A comme une constante C soit :

$$\frac{N_1 + N_2}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{(N_1 - N_2)^2 + 4T_3^2} = C$$

Soit le point I, le point d'intersection entre la droite OP et cette courbe. En faisant tourner OP, autour du point O, le lieu du point I donnera la courbe recherchée.

Or la droite OP fait un angle ω avec oz, les coordonnées du point I sont :

$$z \text{ et } x = zp \text{ tel que : } p = \tan \omega.$$

On écrit donc :

$$\begin{cases} z(a_1 p + b_1) = zN'_1 \\ z(a_2 p + b_2) = zN'_2 \\ z((\gamma_b - b_2)p - a_1) = zT'_3 \end{cases} \quad \text{Où les valeurs } N'_1, N'_2 \text{ et } T'_3 \text{ sont fonction de } p \text{ donc de } \omega, \text{ on}$$

déduit que l'ordonnée du point I :

$$z = \frac{C}{A'} \quad \text{où} \quad A' = \frac{N'_1 + N'_2}{2} + \frac{1}{2} ((N'_1 - N'_2)^2 + 4T'^2_3)^{0.5}$$

La figure ci-dessous montre l'allure des diverses courbes de compression maximale avec une retenue pleine et une retenue vide :

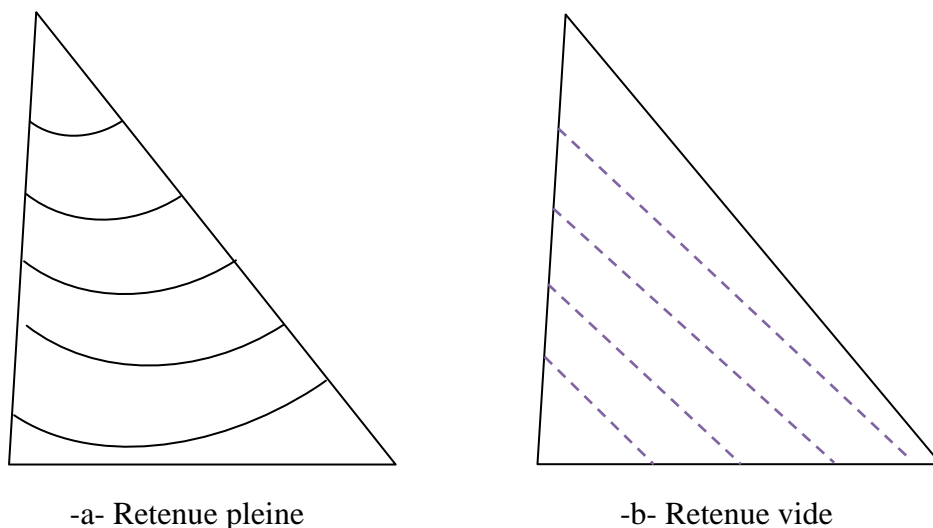


Fig VI.10 : courbes d'égale compression maximale

2. Courbe d'égal cisaillement effectif maximal :

On pourra tracer les courbes de cisaillement effectif maximal constant D, comme on l'a fait pour les courbes de compression maximale constante. les memes notations donneront pour valeur de l'ordonnée z du point d'intersection de la droite OP et de la courbe recherchée :

$$z = \frac{2D \cos \varphi}{\tau'}$$

Avec : $\tau' = ((N'_1 - N'_2)^2 + 4T'^2_3)^{1/2} - (N_1 + N_2) \sin \varphi$

Où : φ est l'angle de frottement interne du béton, $\varphi = 40^\circ$

3. Lignes isostatiques :

Les lignes isostatiques sont des lignes tangentes, en chaque point, à l'une des deux tensions principales qui règnent en ce point, donc on distingue deux sortes de ligne isostatique :

- Les lignes tangentes aux compressions maximales A, s'appellent isostatique de première espèce.
- Les lignes tangentes aux compressions minimales B, s'appellent isostatique de deuxième espèce.

La figure ci-dessous montre les différentes lignes isostatiques pour différents cas :

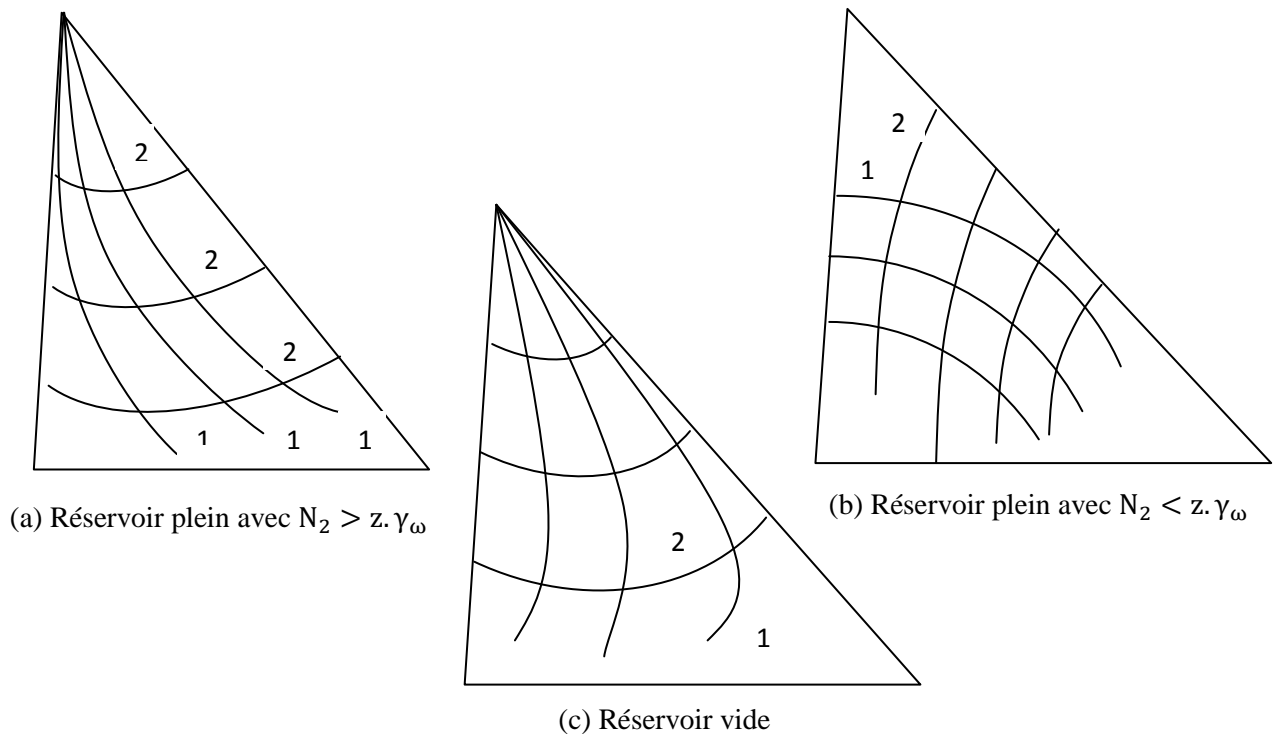


Fig VI.11 : Courbes isostatiques.

4. Lignes de glissement effectif :

Ce sont des courbes le long desquelles le cisaillement effectif est maximal, elles admettent en chaque point une tangente sur la direction de l'élément plan sur lequel s'exerce ce cisaillement.

Ces courbes sont isogonales avec les isostatique de première espèce, c'est-à-dire qu'elles les coupent sous un angle constant de $\pm \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$.

Il y a deux catégories de courbes de glissement :

- Une ligne presque verticale qui coupe le sol de fondation et qui est dangereuse dans le cas de tassement de la fondation
- Une autre ligne qui ne coupe pas le sol de fondation et qui représente le cas le plus défavorable, on évitera les reprises de bétonnage le long de ces courbes de même que l'implantation des conduites.

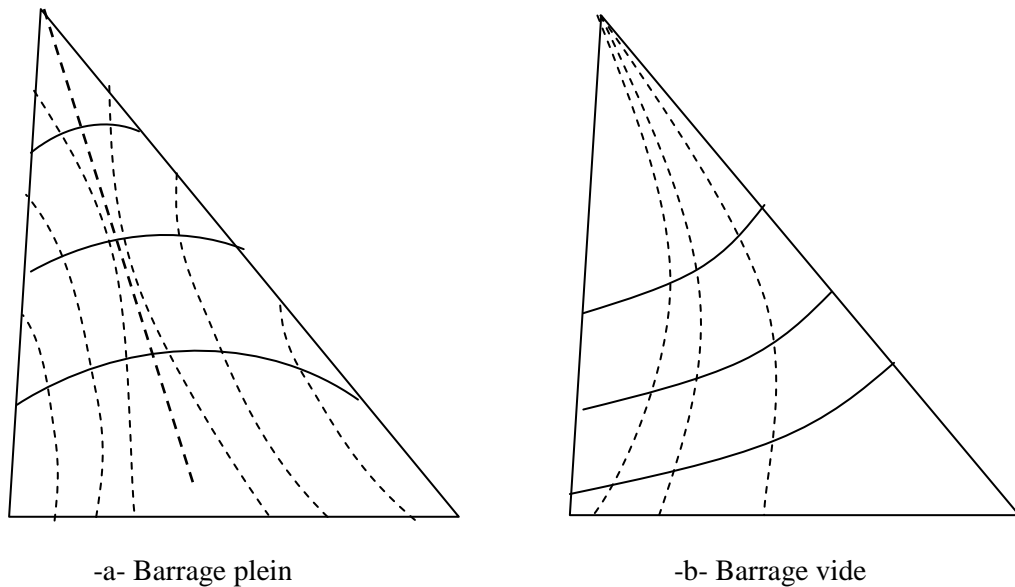


Fig VI.12 : Lignes de glissement effectif.

Conclusion

En conclusion et après avoir étudié la stabilité de notre ouvrage il nous reste qu'à souligner encore une fois sur les consignes et les recommandations qu'on cite au part avant ;

- La réduction des sous pression par la mise en place d'un voile d'étanchéité, et des forages drainant pour chasser les eaux qui traverse le voile étanche.
- Réaliser un bon réseau de drainage en aval du parement amont composé de deux lignes défensives une composer de drains verticaux et la deuxième par des drains subhorizontaux.
- Donner une légère pente vers l'amont à la fondation afin de donner au barrage une sorte de stabilité en plus.
- Les lignes de faiblesse de l'ouvrage (reprise de bétonnage) doivent s'écarter notablement des lignes de glissement effectif qui représentent des lignes préférentielles de rupture. Elles ont intérêt donc à être orientées horizontalement ou même encore remonteront légèrement vers l'aval.

Pour le fruit aval du barrage en retient comme valeur définitive pour la suite du projet $m=0.75$, cette valeur qui permet de satisfaire la condition de Maurice Levy à 62%, pourrai être suffisante pour améliorer la stabilité du barrage au glissement, étant donné que le parement amont à une pente $n=0.05$ qui elle aussi renforcera également la stabilité de notre ouvrage.



Conclusion Générale



À l'issue de ce travail intitulé « L'étude de faisabilité d'un barrage sur l'oued de Berriche », nous avons pu définir les différentes caractéristiques techniques les plus adaptées pour la réalisation de ce barrage à travers l'examen de trois axes distinctes qui sont : la topographie, la géologie et la géotechnique et l'hydrologie.

Il est important à signaler l'intérêt de l'étude de toutes les variantes susceptibles d'être projetées au droit du site de barrage. Le choix de la variante la plus adéquate ne se fait, en principe, qu'à travers une étude technico économique détaillée, mais cela dépasse le cadre de notre projet. Notre choix a été fait sur la base des considérations tant bien d'ordre technique qu'économique.

En définitive, nous avons retenu comme variante pour le barrage de Berriche celle du barrage poids en béton avec les différents ouvrages annexes intégrés dans le corps même du barrage.

Ce barrage avec une capacité de 7,96 Hm³, pourra éventuellement assurer un volume annuel régularisé de 4,74 Hm³ destiné à l'irrigation des périmètres agricoles et l'alimentation en eau potable dans la région d'Ain Touta.

Nous signalons une fois de plus que la qualité de notre travail restera quand même tributaire des données hydrométéorologiques que nous avons disposées.

Notre projet nous a permis de :

- Mettre en pratique nos connaissances théoriques acquises durant notre formation ;
- Se confronter aux difficultés réelles du monde des barrages ;
- Acquérir le savoir-faire en matière des choix conceptuels.

D'autre part nous avons appris à réfléchir de façon plus pertinente des problématiques avec une vision plus large de tous les aspects.

En fin, nous estimons que cette étude reste imparfaite à cause des contraintes temporelles ; certaines parties n'ont pas été développées d'une manière approfondie.



Annexes



Annexe III.1

Test de Wald-Wolfowitz appliqué aux séries pluviométriques annuelles des différentes stations :

$$\alpha=5\% \rightarrow U_{1-\alpha/2} = 1,96$$

1. Station de Merouana 05_12_01 :

Année	P (mm)	P ²	p ³	p ⁴	Pi * Pi+1
1966	412,2	169908,8	70036423,8	28869013910,1	134088,7
1967	325,3	105820,1	34423275,3	11197891447,6	94759,9
1968	291,3	84855,7	24718462,5	7200488125,4	133619,3
1969	458,7	210405,7	96513090,0	44270554384,4	81052,3
1970	176,7	31222,9	5517084,7	974868860,0	90876,8
1971	514,3	264504,5	136034659,2	69962625230,2	245526,8
1972	477,4	227910,8	108804596,8	51943314523,8	149617,2
1973	313,4	98219,6	30782010,1	9647081966,6	90509,9
1974	288,8	83405,4	24087491,1	6956467421,6	112776,4
1975	390,5	152490,3	59547442,6	23253276345,1	145461,3
1976	372,5	138756,3	51686703,1	19253296914,1	66565,7
1977	178,7	31933,7	5706550,1	1019760487,4	57130,4
1978	319,7	102208,1	32675930,1	10446495257,0	97252,7
1979	304,2	92537,6	28149953,5	8563216191,3	95275,4
1980	313,2	98094,2	30723119,6	9622481421,3	101445,5
1981	323,9	104911,2	33980739,0	11006361154,1	87064,3
1982	268,8	72253,4	19421724,7	5220559591,8	51448,3
1983	191,4	36634,0	7011739,9	1342047025,3	81498,1
1984	425,8	181305,6	77199941,5	32871735095,8	170107,1
1985	399,5	159600,3	63760299,9	25472239800,1	120049,8
1986	300,5	90300,3	27135225,1	8154135150,1	76236,9
1987	253,7	64363,7	16329068,2	4142684590,4	82452,5
1988	325,0	105625,0	34328125,0	11156640625,0	115375,0
1989	355,0	126025,0	44738875,0	15882300625,0	99151,5
1990	279,3	78008,5	21787768,4	6085323448,2	112250,7
1991	401,9	161523,6	64916335,9	26089875002,6	115506,1
1992	287,4	82598,8	23738882,1	6822554574,0	61906,0
1993	215,4	46397,2	9993947,4	2152696212,1	63909,2
1994	296,7	88030,9	26118768,3	7749438869,5	153631,3
1995	517,8	268116,8	138830889,9	71886633112,7	123598,9
1996	238,7	56977,7	13600574,6	3246457157,7	96983,8
1997	406,3	165079,7	67071878,0	27251304050,5	96821,3
1998	238,3	56786,9	13532316,4	3224751041,1	79997,3
1999	335,7	112694,5	37831544,4	12700049923,6	74324,0
2000	221,4	49018,0	10852575,4	2402760137,6	49217,2

ANNEXE

2001	222,3	49417,3	10985464,0	2442068685,0	111572,4
2002	501,9	251903,6	126430417,2	63455425644,4	292406,9
2003	582,6	339422,7	197747675,1	115207790694,7	216552,4
2004	371,7	138160,9	51354407,9	19088434033,1	155928,2
2005	419,5	175980,3	73823714,9	30969048390,1	122536,0
2006	292,1	85322,4	24922677,5	7279914256,7	122915,7
2007	420,8	177072,6	74512160,4	31354716198,3	250796,8
2008	596,0	355216,0	211708736,0	126178406656,0	205499,4
2009	344,8	118885,4	40991421,8	14133746902,4	142125,6

$$R = 5227820,7$$

$$E [R] = 5220286,0$$

$$\text{Var} [R] = 4573850775$$

$$T = 0,11$$

$$|T| \leq U_{1-\alpha/2}$$

La condition du test est vérifiée, la série est donc indépendante.

2. Station de Oued El Ma 05_12_03

Année	P (mm)	P ²	p ³	p ⁴	Pi * Pi+1
1966	383	146689,0	56181887,0	21517662721,0	139029
1967	363	131769,0	47832147,0	17363069361,0	119427
1968	329	108241,0	35611289,0	11716114081,0	138278,7
1969	420,3	176652,1	74246873,4	31205960901,4	120289,86
1970	286,2	81910,4	23442767,9	6709320181,0	133083
1971	465	216225,0	100544625,0	46753250625,0	176979
1972	380,6	144856,4	55132330,6	20983365032,4	111325,5
1973	292,5	85556,3	25025203,1	7319871914,1	72598,5
1974	248,2	61603,2	15289924,2	3794959178,5	82948,44
1975	334,2	111689,6	37326677,7	12474575683,3	92072,1
1976	275,5	75900,3	20910518,9	5760847950,1	40305,65
1977	146,3	21403,7	3131359,8	458117945,6	33575,85
1978	229,5	52670,3	12087822,4	2774155235,1	48860,55
1979	212,9	45326,4	9649992,7	2054483443,5	54076,6
1980	254,0	64516,0	16387064,0	4162314256,0	62966,6
1981	247,9	61454,4	15234548,2	3776644508,4	50596,39
1982	204,1	41656,8	8502154,9	1735289819,4	53474,2
1983	262,0	68644,0	17984728,0	4711998736,0	68775
1984	262,5	68906,3	18087890,6	4748071289,1	47013,75
1985	179,1	32076,8	5744956,7	1028921739,8	54249,39
1986	302,9	91748,4	27790593,4	8417770737,5	84206,2

ANNEXE

1987	278,0	77284,0	21484952,0	5972816656,0	111700,4
1988	401,8	161443,2	64867893,8	26063919741,7	193828,32
1989	482,4	232709,8	112259188,2	54153832399,3	225280,8
1990	467,0	218089,0	101847563,0	47562811921,0	175685,4
1991	376,2	141526,4	53242246,7	20029733219,1	139984,02
1992	372,1	138458,4	51520374,4	19170731299,7	74494,42
1993	200,2	40080,0	8024024,0	1606409606,4	71731,66
1994	358,3	128378,9	45998156,3	16481139397,6	157222,04
1995	438,8	192545,4	84488939,1	37073746464,8	96667,64
1996	220,3	48532,1	10691619,4	2355363759,8	66266,24
1997	300,8	90480,6	27216576,5	8186746214,8	70928,64
1998	235,8	55601,6	13110866,7	3091542370,7	79441,02
1999	336,9	113501,6	38238692,4	12882615472,6	57576,21
2000	170,9	29206,8	4991443,8	853037750,4	56626,324
2001	331,3	109787,4	36377170,8	12053279455,9	164842,576
2002	497,5	247506,3	123134359,4	61259343789,1	385811,25
2003	775,5	601400,3	466385893,9	361682260700,1	289726,8
2004	373,6	139577,0	52145952,3	19481727762,8	171407,68
2005	458,8	210497,4	96576225,5	44309172246,6	115204,68
2006	251,1	63051,2	15832158,8	3975455082,5	98330,76
2007	391,6	153350,6	60052079,3	23516394252,3	187184,8
2008	478,0	228484,0	109215352,0	52204938256,0	145025,2
2009	303,4	92051,6	27928443,3	8473489698,4	116202,2

$$R = 5035300,4$$

$$E [R] = 4817335,4$$

$$\text{Var} [R] = 6513621747,0$$

$$T = 2,70$$

$$|T| > U_{1-\alpha/2}$$

La condition du test n'est plus vérifiée, donc, la série n'est pas indépendante.

3. Station de Cherf El Ain 05_12_06

Années	P (mm)	P ²	p ³	p ⁴	Pi * Pi+1
1966	362	131044	47437928	17172529936	122718
1967	339	114921	38958219	13206836241	101767,8
1968	300,2	90120,04	27054036,01	8121621610	121581
1969	405	164025	66430125	26904200625	101776,5
1970	251,3	63151,69	15870019,7	3988135950	114617,93
1971	456,1	208027,21	94881210,48	43275320100	163967,95
1972	359,5	129240,25	46461869,88	16703042220	92966,7
1973	258,6	66873,96	17293606,06	4472126526	53737,08
1974	207,8	43180,84	8972978,552	1864584943	63649,14
1975	306,3	93819,69	28736971,05	8802134232	64047,33

ANNEXE

1976	209,1	43722,81	9142439,571	1911684114	26346,6
1977	126,0	15876	2000376	252047376	29131,2
1978	231,2	53453,44	12358435,33	2857270248	46633,04
1979	201,7	40682,89	8205738,913	1655097539	39492,86
1980	195,8	38337,64	7506509,912	1469774641	50340,18
1981	257,1	66100,41	16994415,41	4369264202	63375,15
1982	246,5	60762,25	14977894,63	3692051025	54994,15
1983	223,1	49773,61	11104492,39	2477412252	54369,47
1984	243,7	59389,69	14473267,45	3527135278	82760,52
1985	339,6	115328,16	39165443,14	13300584489	100453,68
1986	295,8	87497,64	25881801,91	7655837006	51084,66
1987	172,7	29825,29	5150827,583	889547923,6	54124,18
1988	313,4	98219,56	30782010,1	9647081967	97906,16
1989	312,4	97593,76	30488290,62	9524541991	103498,12
1990	331,3	109759,69	36363385,3	12047189549	134309,02
1991	405,4	164349,16	66627149,46	27010646393	112133,64
1992	276,6	76507,56	21161991,1	5853406737	45887,94
1993	165,9	27522,81	4566034,179	757505070,3	54879,72
1994	330,8	109428,64	36198994,11	11974627252	131923,04
1995	398,8	159041,44	63425726,27	25294179637	69710,24
1996	174,8	30555,04	5341020,992	933610469,4	57491,72
1997	328,9	108175,21	35578826,57	11701876059	63181,69
1998	192,1	36902,41	7088952,961	1361787864	47928,95
1999	249,5	62250,25	15531437,38	3875093625	46606,6
2000	186,8	34894,24	6518244,032	1217607985	46812,08
2001	250,6	62800,36	15737770,22	3943885216	106530,06
2002	425,1	180710,01	76819825,25	32656107714	199201,86
2003	468,6	219585,96	102897980,9	48217993829	153794,52
2004	328,2	107715,24	35352141,77	11602572928	142209,06
2005	433,3	187748,89	81351594,04	35249645696	140389,2
2006	324,0	104976	34012224	11019960576	108442,8
2007	334,7	112024,09	37494462,92	12549396740	156405,31
2008	467,3	218369,29	102043969,2	47685146815	162667,13
2009	348,1	121173,61	42180533,64	14683043760	126012,2

$$R = 3961856,2$$

$$E [R] = 3853673,2$$

$$\text{Var} [R] = 2457420438$$

$$T = 2,18$$

$$|T| > U_{1-\alpha/2}$$

La condition du test n'est pas vérifiée, donc, la série n'est pas indépendante.

4. Station de N'gaous 05_13_06

Année	P(mm)	P ²	p ³	p ⁴	Pi * Pi+1
1966	330,5	109230,3	36100597,6	11931247515,1	101992,3
1967	308,6	95234,0	29389200,1	9069507137,3	79001,6
1968	256,0	65536,0	16777216,0	4294967296,0	101734,4
1969	397,4	157926,8	62760094,4	24940861524,1	75466,26
1970	189,9	36062,0	6848175,7	1300468565,2	88607,34
1971	466,6	217715,6	101586080,3	47400065066,1	156777,6
1972	336,0	112896,0	37933056,0	12745506816,0	67099,2
1973	199,7	39880,1	7964054,0	1590421578,4	51902,03
1974	259,9	67548,0	17555727,8	4562733655,0	71108,64
1975	273,6	74857,0	20480864,3	5603564460,4	71464,32
1976	261,2	68225,4	17820484,9	4654710663,2	4335,92
1977	16,6	275,6	4574,3	75933,3	2573
1978	155,0	24025,0	3723875,0	577200625,0	26195
1979	169,0	28561,0	4826809,0	815730721,0	25603,5
1980	151,5	22952,3	3477265,9	526805780,1	28360,8
1981	187,2	35043,8	6560206,8	1228070721,9	41240,16
1982	220,3	48532,1	10691619,4	2355363759,8	14231,38
1983	64,6	4173,2	269586,1	17415264,4	14431,64
1984	223,4	49907,6	11149348,9	2490764545,2	75643,24
1985	338,6	114650,0	38820476,5	13144613328,0	76354,3
1986	225,5	50850,3	11466731,4	2585747925,1	47309,9
1987	209,8	44016,0	9234565,2	1937411777,3	45715,42
1988	217,9	47480,4	10345981,3	2254389333,8	64062,6
1989	294,0	86436,0	25412184,0	7471182096,0	56242,2
1990	191,3	36595,7	7000755,5	1339244526,6	57581,3
1991	301,0	90601,0	27270901,0	8208541201,0	65317
1992	217,0	47089,0	10218313,0	2217373921,0	27211,8
1993	125,4	15725,2	1971935,1	247280657,0	36905,22
1994	294,3	86612,5	25490055,8	7501723424,0	97207,29
1995	330,3	109098,1	36035099,1	11902393241,6	55820,7
1996	169,0	28561,0	4826809,0	815730721,0	48080,5
1997	284,5	80940,3	23027501,1	6551324070,1	47909,8
1998	168,4	28358,6	4775581,5	804207925,3	43028,9414
1999	255,5	65288,6	16682292,2	4262597225,0	29716,54326
2000	116,3	13525,7	1573037,7	182944290,0	16328,52
2001	140,4	19712,2	2767587,3	388569251,9	50305,32
2002	358,3	128378,9	45998156,3	16481139397,6	161127,51
2003	449,7	202230,1	90942871,5	40897009301,4	117371,7
2004	261,0	68121,0	17779581,0	4640470641,0	121234,5
2005	464,5	215760,3	100220636,1	46552485480,1	114034,75
2006	245,5	60270,3	14796346,4	3632503035,1	55286,6

ANNEXE

2007	225,2	50715,0	11421027,0	2572015282,2	101542,68
2008	450,9	203310,8	91672844,2	41335285462,9	199027,26
2009	441,4	194834,0	85999709,9	37960271969,3	145882,7

$$R = 2978373,4$$

$$E [R] = 2861649,5$$

$$\text{Var} [R] = 4896609474$$

$$T = 1,67$$

$$|T| \leq U_{1-\alpha/2}$$

La condition du test est vérifiée, la série est donc indépendante.

Test de Wald-Wolfowitz appliqué à la série d'apports liquides observée à la station de Chemorah

Année	A (hm3)	A ²	A ³	A ⁴	A _i * A _{i+1}
1969	55,27	3054,7729	168837,298	9331637,47	344,3321
1970	6,23	38,8129	241,804367	1506,44121	338,9743
1971	54,41	2960,4481	161077,981	8764252,95	4699,9358
1972	86,38	7461,5044	644524,75	55674047,9	2101,6254
1973	24,33	591,9489	14402,1167	350403,5	351,8118
1974	14,46	209,0916	3023,46454	43719,2972	802,3854
1975	55,49	3079,1401	170861,484	9481103,76	1618,6433
1976	29,17	850,8889	24820,4292	724011,92	156,0595
1977	5,35	28,6225	153,130375	819,247506	32,9025
1978	6,15	37,8225	232,608375	1430,54151	62,9145
1979	10,23	104,6529	1070,59917	10952,2295	139,6395
1980	13,65	186,3225	2543,30213	34716,074	249,795
1981	18,3	334,89	6128,487	112151,312	544,242
1982	29,74	884,4676	26304,0664	782282,935	347,6606
1983	11,69	136,6561	1597,50981	18674,8897	1,4028
1984	0,12	0,0144	0,001728	0,00020736	1,71
1985	14,25	203,0625	2893,64063	41234,3789	179,9775
1986	12,63	159,5169	2014,69845	25445,6414	33,3432
1987	2,64	6,9696	18,399744	48,5753242	25,1328
1988	9,52	90,6304	862,801408	8213,8694	378,0392
1989	39,71	1576,8841	62618,0676	2486563,46	1138,0886
1990	28,66	821,3956	23541,1979	674690,732	1012,2712
1991	35,32	1247,5024	44061,7848	1556262,24	412,1844
1992	11,67	136,1889	1589,32446	18547,4165	41,6619
1993	3,57	12,7449	45,499293	162,432476	46,9098

ANNEXE

1994	13,14	172,6596	2268,74714	29811,3375	954,4896
1995	72,64	5276,5696	383290,016	27842186,7	199,76
1996	2,75	7,5625	20,796875	57,1914063	64,185
1997	23,34	544,7556	12714,5957	296758,664	210,2934
1998	9,01	81,1801	731,432701	6590,20864	197,0487
1999	21,87	478,2969	10460,3532	228767,925	259,5969
2000	11,87	140,8969	1672,4462	19851,9364	169,0288
2001	14,24	202,7776	2887,55302	41118,7551	202,4928
2002	14,22	202,2084	2875,40345	40888,237	108,072
2003	7,6	57,76	438,976	3336,2176	420,052

$$R = 535801,2$$

$$E [R] = 535293,2$$

$$\text{Var} [R] = 443143643,8$$

$$T = 0,02$$

$$|T| \leq U_{1-\alpha/2}$$

La condition du test est vérifiée, la série est donc indépendante.

Annexe III.2

Test de Wilcoxon appliqué aux séries pluviométriques annuelles des différentes stations

1. Station de Merouana 05_12_01 :

Année	Xi (mm)	Rang(Ri)	Année	Yi (mm)	Rang(Ri)
1966	412,2	34	1986	300,5	17
1967	325,3	24	1987	253,7	9
1968	291,3	14	1988	325	23
1969	458,7	38	1989	355	27
1970	176,7	1	1990	279,3	11
1971	514,3	41	1991	401,9	32
1972	477,4	39	1992	287,4	12
1973	313,4	20	1993	215,4	4
1974	288,8	13	1994	296,7	16
1975	390,5	30	1995	517,8	42
1976	372,5	29	1996	238,7	8
1977	178,7	2	1997	406,3	33
1978	319,7	21	1998	238,3	7
1979	304,2	18	1999	335,7	25
1980	313,2	19	2000	221,4	5
1981	323,9	22	2001	222,3	6
1982	268,8	10	2002	501,9	40

ANNEXE

1983	191,4	3	2003	582,6	43
1984	425,8	37	2004	371,7	28
1985	399,5	31	2005	419,5	35
			2006	292,1	15
			2007	420,8	36
			2008	596	44
			2009	337,3	26

N	M	W_x	W_{max}	W_{min}
20	24	446	533,16	366,84

$$W_{min} < W_x < W_{max}$$

La condition du test est vérifiée, la série est donc homogène

2. Station de Oued El Ma 05_12_03

Année	X_i (mm)	Rangs (R_i)	Année	Y_i (mm)	Rangs (R_i)
1966	383	33	1986	302,9	21
1967	363	28	1987	278	17
1968	329	23	1988	401,8	35
1969	420,3	36	1989	482,4	42
1970	286,2	18	1990	467	40
1971	465	39	1991	376,2	31
1972	380,6	32	1992	372,1	29
1973	292,5	19	1993	200,2	4
1974	248,2	11	1994	358,3	27
1975	334,2	25	1995	438,8	37
1976	275,5	16	1996	220,3	7
1977	146,3	1	1997	300,8	20
1978	229,5	8	1998	235,8	9
1979	212,9	6	1999	336,9	26
1980	254	13	2000	170,9	2
1981	247,9	10	2001	332,3	24
1982	204,1	5	2002	497,5	43
1983	262	14	2003	775,5	44
1984	262,5	15	2004	373,6	30
1985	179,1	3	2005	458,8	38
			2006	251,1	12
			2007	391,6	34
			2008	478	41
			2009	303,4	22

ANNEXE

N	M	W_x	W_{max}	W_{min}
20	24	355	533,16	366,84

$$W_{min} > W_x$$

La condition du test n'est plus vérifiée, la série est donc non homogène pour le niveau de risque retenu ($\alpha = 5\%$).

3. Station de Cherf El Ain 05_12_06

Années	X_i (mm)	Rangs (R_i)	Années	Y_i (mm)	Rangs (R_i)
1966	362	36	1986	295,8	21
1967	339	32	1987	172,7	3
1968	300,2	22	1988	313,4	25
1969	405	38	1989	312,4	24
1970	251,3	17	1990	331,3	30
1971	456,1	42	1991	405,4	39
1972	359,5	35	1992	276,6	20
1973	258,6	19	1993	165,9	2
1974	207,8	9	1994	330,8	29
1975	306,3	23	1995	398,8	37
1976	209,1	10	1996	174,8	4
1977	126	1	1997	328,9	28
1978	231,2	12	1998	192,1	6
1979	201,7	8	1999	249,5	15
1980	195,8	7	2000	186,8	5
1981	257,1	18	2001	250,6	16
1982	246,5	14	2002	425,1	40
1983	223,1	11	2003	468,6	44
1984	243,7	13	2004	328,2	27
1985	339,6	33	2005	433,3	41
			2006	324	26
			2007	334,7	31
			2008	467,3	43
			2009	348,1	34

N	M	W_x	W_{max}	W_{min}
20	24	400	533,16	366,84

$$W_{min} < W_x < W_{max}$$

La condition du test est vérifiée, la série est donc homogène.

4. Station de N'gaous 05_13_06

Années	Xi (mm)	Rangs (Ri)	Années	Yi (mm)	Rangs (Ri)
1966	330,5	35	1986	225,5	21
1967	308,6	33	1987	209,8	15
1968	256	24	1988	217,9	17
1969	397,4	39	1989	294	30
1970	189,9	12	1990	191,3	13
1971	466,6	44	1991	301	32
1972	336	36	1992	217	16
1973	199,7	14	1993	125,4	4
1974	259,9	25	1994	294,3	31
1975	273,6	28	1995	330,3	34
1976	261,2	27	1996	169	10
1977	16,6	1	1997	284,5	29
1978	155	7	1998	168,4	8
1979	169	10	1999	265,3	23
1980	151,5	6	2000	116,3	3
1981	187,2	11	2001	140,4	5
1982	220,3	18	2002	358,3	38
1983	64,6	2	2003	449,7	41
1984	223,4	19	2004	261	26
1985	338,6	37	2005	464,5	43
			2006	245,5	22
			2007	225,2	20
			2008	450,9	42
			2009	441,4	40

N	M	W_x	W_{max}	W_{min}
20	24	428	533,16	366,84

$$W_{min} < W_x < W_{max}$$

La condition du test est vérifiée, la série est donc homogène

Test de Wilcoxon appliqué à la série d'apports liquides observée à la station de Chemorah

Année	$X_i(\text{hm}^3)$	Rangs (R_i)	Année	$Y_i(\text{hm}^3)$	Rangs (R_i)
1969	55,27	32	1984	0,12	1
1970	6,23	7	1985	14,25	20
1971	54,41	31	1986	12,63	15
1972	86,38	35	1987	2,64	2
1973	24,33	25	1988	9,52	10
1974	14,46	21	1989	39,71	30
1975	55,49	33	1990	28,66	26
1976	29,17	27	1991	35,32	29
1977	5,35	5	1992	11,67	12
1978	6,15	6	1993	3,57	4
1979	10,23	11	1994	13,14	16
1980	13,65	17	1995	72,64	34
1981	18,3	22	1996	2,75	3
1982	29,74	28	1997	23,34	24
1983	11,69	13	1998	9,01	9
			1999	21,87	23
			2000	11,87	14
			2001	14,24	19
			2002	14,22	18
			2003	7,6	8

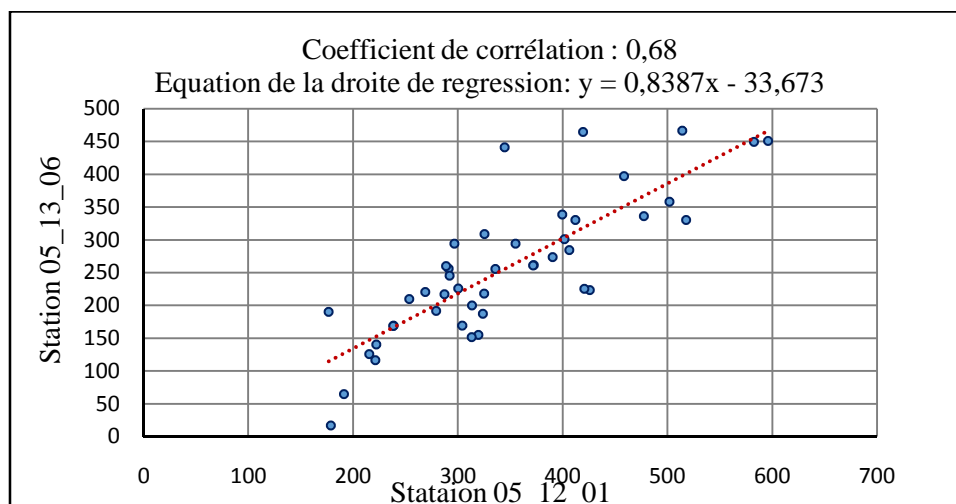
N	M	W_x	W_{\max}	W_{\min}
20	24	313	328,8	211,2

$$W_{\min} < W_x < W_{\max}$$

La condition du test est vérifiée, la série est donc homogène.

Annexe III.3

Corrélation entre la station de N'gaous et celle de Merouana

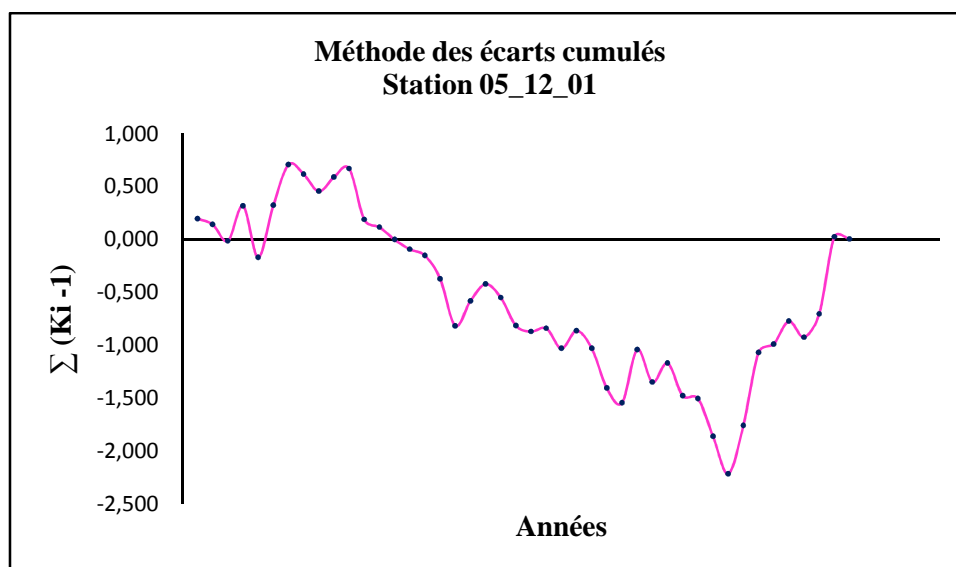


Annexe III.4

Méthode des écarts à la moyenne cumulés

1. Station de Merouana 05_12_01

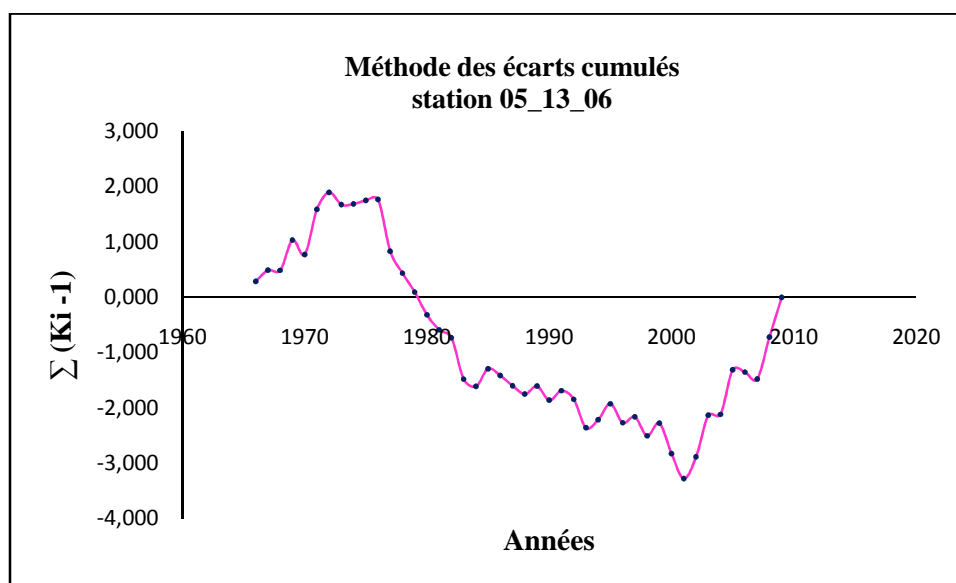
Année	P(mm)	Ki = Pi / P	Ki - 1	$\sum (Ki - 1)$	Année	P(mm)	Ki = Pi / P	Ki - 1	$\sum (Ki - 1)$
1966	412,2	1,196	0,196	0,196	1988	325	0,943	-0,057	-0,871
1967	325,3	0,944	-0,056	0,14	1989	355	1,03	0,03	-0,841
1968	291,3	0,845	-0,155	-0,015	1990	279,3	0,811	-0,189	-1,031
1969	458,7	1,331	0,331	0,317	1991	401,9	1,166	0,166	-0,864
1970	176,7	0,513	-0,487	-0,171	1992	287,4	0,834	-0,166	-1,03
1971	514,3	1,492	0,492	0,322	1993	215,4	0,625	-0,375	-1,405
1972	477,4	1,385	0,385	0,707	1994	296,7	0,861	-0,139	-1,544
1973	313,4	0,909	-0,091	0,617	1995	517,8	1,503	0,503	-1,042
1974	288,8	0,838	-0,162	0,455	1996	238,7	0,693	-0,307	-1,349
1975	390,5	1,133	0,133	0,588	1997	406,3	1,179	0,179	-1,17
1976	372,5	1,081	0,081	0,669	1998	238,3	0,692	-0,308	-1,479
1977	178,7	0,519	-0,481	0,187	1999	335,7	0,974	-0,026	-1,504
1978	319,7	0,928	-0,072	0,115	2000	221,4	0,642	-0,358	-1,862
1979	304,2	0,883	-0,117	-0,002	2001	222,3	0,645	-0,355	-2,217
1980	313,2	0,909	-0,091	-0,093	2002	501,9	1,456	0,456	-1,76
1981	323,9	0,94	-0,06	-0,153	2003	582,6	1,691	0,691	-1,07
1982	268,8	0,78	-0,22	-0,373	2004	371,7	1,079	0,079	-0,991
1983	191,4	0,555	-0,445	-0,818	2005	419,5	1,217	0,217	-0,774
1984	425,8	1,236	0,236	-0,582	2006	292,1	0,848	-0,152	-0,926
1985	399,5	1,159	0,159	-0,423	2007	420,8	1,221	0,221	-0,705
1986	300,5	0,872	-0,128	-0,551	2008	596	1,73	0,73	0,025
1987	253,7	0,736	-0,264	-0,815	2009	337,3	0,979	-0,021	0,003



Le graphique présente une alternance entre périodes sèches et humides représentées par des droites croissantes et décroissantes, la période retenue pour cette station est donc représentative.

2. Station de N'gaous 05_13_06

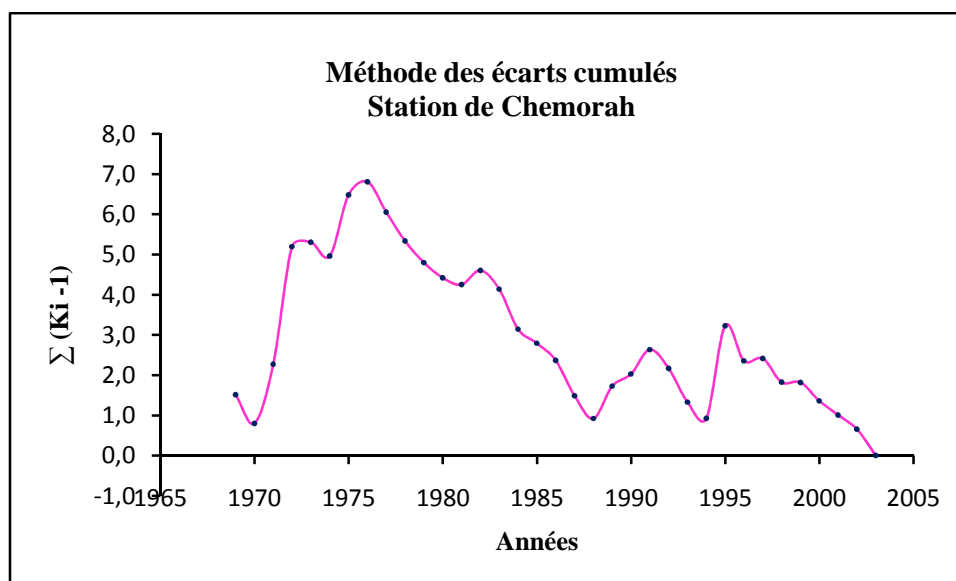
Année	Pluie (mm)	Ki = Pi/P	Ki - 1	Σ (Ki - 1)	Année	Pluie (mm)	Ki = Pi/P	Ki - 1	Σ (Ki - 1)
1966	330,5	1,286	0,286	0,286	1988	217,9	0,848	-0,152	-1,751
1967	308,6	1,201	0,201	0,488	1989	294	1,144	0,144	-1,607
1968	256	0,996	-0,004	0,484	1990	191,3	0,745	-0,255	-1,862
1969	397,4	1,547	0,547	1,031	1991	301	1,172	0,172	-1,691
1970	189,9	0,739	-0,261	0,77	1992	217	0,845	-0,155	-1,846
1971	466,6	1,816	0,816	1,587	1993	125,4	0,488	-0,512	-2,358
1972	336	1,308	0,308	1,895	1994	294,3	1,146	0,146	-2,212
1973	199,7	0,777	-0,223	1,672	1995	330,3	1,286	0,286	-1,926
1974	259,9	1,012	0,012	1,684	1996	169	0,658	-0,342	-2,269
1975	273,6	1,065	0,065	1,749	1997	284,5	1,107	0,107	-2,161
1976	261,2	1,017	0,017	1,765	1998	168,4	0,656	-0,344	-2,506
1977	16,6	0,065	-0,935	0,83	1999	315,3	1,227	0,227	-2,278
1978	155	0,603	-0,397	0,433	2000	116,3	0,453	-0,547	-2,826
1979	169	0,658	-0,342	0,091	2001	140,4	0,547	-0,453	-3,279
1980	151,5	0,59	-0,41	-0,319	2002	358,3	1,395	0,395	-2,884
1981	187,2	0,729	-0,271	-0,591	2003	449,7	1,75	0,75	-2,134
1982	220,3	0,858	-0,142	-0,733	2004	261	1,016	0,016	-2,118
1983	64,6	0,251	-0,749	-1,482	2005	464,5	1,808	0,808	-1,31
1984	223,4	0,87	-0,13	-1,612	2006	245,5	0,956	-0,044	-1,354
1985	338,6	1,318	0,318	-1,294	2007	225,2	0,877	-0,123	-1,478
1986	225,5	0,878	-0,122	-1,416	2008	450,9	1,755	0,755	-0,722
1987	209,8	0,817	-0,183	-1,599	2009	441,4	1,718	0,718	-0,004



Le graphique présente une alternance entre périodes sèches et humides représentées par des droites croissantes et décroissantes, la période retenue pour cette station est donc représentative.

Station hydrométrique de Chemorah :

Année	A (hm3)	Ki = Pi/P	Ki - 1	Σ (Ki - 1)	Année	A (hm3)	Ki = Pi/P	Ki - 1	Σ (Ki - 1)
1969	55,27	2,513	1,513	1,513	1987	2,64	0,12	-0,88	1,486
1970	6,23	0,283	-0,717	0,797	1988	9,52	0,433	-0,567	0,919
1971	54,41	2,474	1,474	2,271	1989	39,71	1,806	0,806	1,725
1972	86,38	3,928	2,928	5,199	1990	28,66	1,303	0,303	2,028
1973	24,33	1,106	0,106	5,306	1991	35,32	1,606	0,606	2,634
1974	14,46	0,658	-0,342	4,963	1992	11,67	0,531	-0,469	2,165
1975	55,49	2,523	1,523	6,487	1993	3,57	0,162	-0,838	1,327
1976	29,17	1,327	0,327	6,813	1994	13,14	0,598	-0,402	0,925
1977	5,35	0,243	-0,757	6,056	1995	72,64	3,303	2,303	3,228
1978	6,15	0,28	-0,72	5,336	1996	2,75	0,125	-0,875	2,353
1979	10,23	0,465	-0,535	4,801	1997	23,34	1,061	0,061	2,415
1980	13,65	0,621	-0,379	4,422	1998	9,01	0,41	-0,59	1,824
1981	18,3	0,832	-0,168	4,254	1999	21,87	0,995	-0,005	1,819
1982	29,74	1,352	0,352	4,607	2000	11,87	0,54	-0,46	1,359
1983	11,69	0,532	-0,468	4,138	2001	14,24	0,648	-0,352	1,006
1984	0,12	0,006	-0,994	3,144	2002	14,22	0,647	-0,353	0,653
1985	14,25	0,648	-0,352	2,792	2003	7,6	0,346	-0,654	-0,001
1986	12,63	0,574	-0,426	2,366					



Le graphique présente une alternance entre périodes sèches et humides représentées par des droites croissantes et décroissantes, la période retenue pour cette station est donc représentative.

Annexe III.5

Génération synthétique d'une série d'apports au site du barrage Berriche

Année	Fréquence	Variable réduite "Z"	Apport "A"	Année	Fréquence	Variable réduite "Z"	Apport "A"
1	0,900	1,282	10,34	19	0,043	-1,718	1,04
2	0,186	-0,894	1,96	20	0,271	-0,608	2,44
3	0,871	1,133	9,23	21	0,843	1,006	8,38
4	0,986	2,189	20,69	22	0,729	0,608	6,18
5	0,700	0,524	5,80	23	0,814	0,894	7,69
6	0,586	0,217	4,58	24	0,329	-0,444	2,77
7	0,929	1,465	11,90	25	0,100	-1,282	1,46
8	0,757	0,697	6,62	26	0,443	-0,144	3,48
9	0,129	-1,133	1,63	27	0,957	1,718	14,44
10	0,157	-1,006	1,80	28	0,071	-1,465	1,27
11	0,300	-0,524	2,60	29	0,671	0,444	5,45
12	0,471	-0,072	3,68	30	0,243	-0,697	2,28
13	0,614	0,291	4,85	31	0,643	0,366	5,14
14	0,786	0,792	7,11	32	0,386	-0,291	3,11
15	0,357	-0,366	2,94	33	0,529	0,072	4,10
16	0,014	-2,189	0,73	34	0,500	0,000	3,88
17	0,557	0,144	4,33	35	0,214	-0,792	2,12
18	0,414	-0,217	3,29				

Annexe III.6

Répartition en % des apports à la station de Chemorah

	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Total	Classe
69	18,76	5,99	1,65	1,53	7,41	2,29	0,91	5,54	8,93	1,43	0,58	0,25	55,27	0,00
%	33,95	10,83	2,99	2,78	13,40	4,14	1,66	10,02	16,15	2,58	1,04	0,46	100	
70	0,22	0,35	0,27	0,43	0,68	0,64	0,85	0,24	1,77	0,03	0,7	0,05	6,23	1,40
%	3,53	5,62	4,33	6,90	10,91	10,27	13,64	3,85	28,41	0,48	11,24	0,80	100	
71	3,64	3,67	0,87	0,99	1,9	4,39	6,21	15,5	12,15	4,48	0,24	0,37	54,41	1,38
%	6,69	6,75	1,60	1,82	3,49	8,07	11,41	28,49	22,33	8,23	0,44	0,68	100	
72	9,25	5,58	1,26	2,13	3,62	5,13	19,43	31,9	3,58	1,81	0,51	2,18	86,38	3,20
%	10,71	6,46	1,46	2,47	4,19	5,94	22,49	36,93	4,14	2,10	0,59	2,52	100	
73	0,93	0,42	0,52	6,08	4,2	3,33	3,3	4,19	0,78	0,27	0,32	0	24,33	2,52
%	3,82	1,73	2,14	24,99	17,26	13,69	13,56	17,22	3,21	1,11	1,32	0,00	100,00	
74	0,67	0,93	0,63	0,74	0,56	1,39	2,39	3,17	3,81	0,16	0	0	14,46	0,88
%	4,63	6,43	4,36	5,12	3,87	9,61	16,53	21,92	26,35	1,11	0,00	0,00	100	
75	3,23	0,72	1,71	0,5	1,06	3,6	11,5	13,47	6,72	9,22	3,57	0,2	55,49	1,59
%	5,82	1,30	3,08	0,90	1,91	6,49	20,72	24,27	12,11	16,62	6,43	0,36	100,00	
76	1,37	0,74	2,29	1,99	5,33	2,55	0,37	3,21	7,51	3,66	0,05	0,11	29,17	1,92
%	4,70	2,54	7,85	6,82	18,27	8,74	1,27	11,00	25,75	12,55	0,17	0,38	100,00	
77	0,01	0,02	1,74	0,65	0,42	0,4	0,13	0,1	0,79	0,01	0	1,05	5,35	0,78
%	0,19	0,37	32,52	12,15	7,85	7,48	2,43	1,87	14,77	0,19	0,00	19,63	100,00	
78	0,4	0,9	0	0	0	0,04	0,04	4,37	0,08	0,31	0,01	0	6,15	0,26
%	6,50	14,63	0,00	0,00	0,00	0,65	0,65	71,06	1,30	5,04	0,16	0,00	100,00	
79	7,49	0,54	0,05	0,01	0	0,1	0,98	0,54	0,42	0,09	0	0	10,23	0,37
%	73,22	5,28	0,49	0,10	0,00	0,98	9,58	5,28	4,11	0,88	0,00	0,00	100,00	
80	0,92	0,45	1,71	0,67	0,89	2,56	3,37	2,34	0,08	0,65	0	0	13,65	0,54
%	6,74	3,30	12,53	4,91	6,52	18,75	24,69	17,14	0,59	4,76	0,00	0,00	100,00	
81	3,313	0,8084	0,0858	0,7985	0,5185	0,5767	0,4101	2,471	4,443	3,998	0	0,8766	18,3	0,73
%	18,10	4,42	0,47	4,36	2,83	3,15	2,24	13,50	24,28	21,85	0,00	4,79	100,00	
1982	5,116	2,483	16,27	0,5729	1,163	1,53	1,392	0,6151	0	0,3468	0	0,2506	29,74	1,09
%	17,20	8,35	54,71	1,93	3,91	5,14	4,68	2,07	0,00	1,17	0,00	0,84	100,00	
83	0,1137	0,9066	0,00	0,00	0,1788	4,824	3,258	1,738	0,0862	0	0,0829	0,5058	11,69	0,94
%	0,97	7,76	0,00	0,00	1,53	41,27	27,87	14,87	0,74	0,00	0,71	4,33	100,00	
84	0,000	0,1221	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,1221	0,27
%	0,00	100,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	100,00	
85	1,312	1,107	0,538	0,6598	0,8894	1,028	4,828	3,278	0,2659	0,1743	0	0,1663	14,25	0,33
%	9,21	7,77	3,78	4,63	6,24	7,21	33,88	23,00	1,87	1,22	0,00	1,17	100,00	
86	3,434	1,998	0,672	0,8961	1,21	1,818	1,609	0,2335	0,0527	0,0067	0,6929	0,0039	12,63	0,61
%	27,19	15,82	5,32	7,10	9,58	14,39	12,74	1,85	0,42	0,05	5,49	0,03	100,00	
87	0,3345	0,0178	0,042	0,0452	0,0185	0	0	0,0462	1,084	0,9981	0,0421	0,0104	2,639	0,35
%	12,68	0,67	1,59	1,71	0,70	0,00	0,00	1,75	41,08	37,82	1,60	0,39	100,00	
88	0,3126	1,467	0,2056	0,3507	0,2253	0,58	0,6424	0,0213	2,849	1,66	0,333	0,8717	9,519	0,28
%	3,28	15,41	2,16	3,68	2,37	6,09	6,75	0,22	29,93	17,44	3,50	9,16	100,00	
89	6,797	0,2401	0,0184	0,05	11,68	4,47	2,414	2,747	9,8	0,9449	0,4585	0,0898	39,71	1,12

ANNEXE

%	17,12	0,60	0,05	0,13	29,41	11,26	6,08	6,92	24,68	2,38	1,15	0,23	100,00	
90	0,23	0,19	1,23	0,57	1,39	1,45	10,32	8,51	2,17	2,00	0,61	0,00	28,66	1,55
%	0,80	0,65	4,28	1,99	4,84	5,05	36,00	29,68	7,58	6,99	2,13	0,00	100,00	
91	0,88	1,49	0,31	0,66	0,49	1,13	11,77	5,38	11,43	1,20	0,29	0,28	35,32	1,45
%	2,50	4,22	0,89	1,86	1,38	3,20	33,32	15,22	32,37	3,40	0,82	0,81	100,00	
92	1,29	0,04	1,65	1,15	1,19	1,39	4,00	0,72	0,13	0,11	0,00	0,00	11,67	1,07
%	11,01	0,38	14,13	9,84	10,18	11,88	34,28	6,21	1,14	0,96	0,00	0,00	100	
93	0,00	0,49	0,06	0,85	0,12	0,11	0,22	0,00	0,33	0,00	0,25	1,12	3,57	0,35
%	0,00	13,84	1,72	23,94	3,39	3,06	6,28	0,00	9,31	0,00	6,88	31,51	100,00	
94	1,37	2,62	0,00	0,00	0,11	0,03	2,37	0,81	0,06	4,41	1,10	0,27	13,14	0,38
%	10,45	19,91	0,01	0,00	0,80	0,22	18,07	6,14	0,45	33,57	8,35	2,02	100,00	
95	3,05	6,18	0,00	0,04	11,14	12,00	27,80	5,51	4,36	1,99	0,57	0,00	72,64	1,95
%	4,20	8,50	0,00	0,06	15,34	16,51	38,27	7,58	6,01	2,74	0,78	0,00	100,00	
96	0,00	0,00	0,00	0,02	0,25	0,10	0,00	0,00	1,42	0,51	0,06	0,39	2,75	1,71
%	0,00	0,00	0,00	0,66	9,19	3,45	0,00	0,00	51,58	18,70	2,20	14,25	100,00	
97	10,91	0,69	4,44	1,68	0,03	0,00	0,03	1,38	2,11	0,18	0,00	1,88	23,34	0,59
%	46,76	2,97	19,03	7,18	0,12	0,00	0,13	5,89	9,05	0,79	0,00	8,06	100,00	
98	4,31	0,17	0,01	0,00	0,55	0,37	0,49	0,01	1,98	1,11	0,00	0,00	9,01	0,74
%	47,88	1,90	0,09	0,00	6,13	4,06	5,42	0,12	22,03	12,35	0,00	0,00	100	
99	3,15	1,91	3,21	6,55	0,66	0,21	0,01	0,00	2,61	2,06	0,00	1,49	21,87	0,70
%	14,40	8,75	14,68	29,95	3,01	0,96	0,05	0,00	11,95	9,42	0,00	6,82	100,00	
00	5,46	0,01	0,05	0,13	0,06	0,01	0,00	2,18	3,98	0,00	0,00	0,00	11,87	0,77
%	46,02	0,11	0,43	1,06	0,49	0,05	0,00	18,35	33,49	0,00	0,00	0,00	100	
01	4,65	5,51	2,81	0,01	0,00	0,00	0,09	0,56	0,01	0,47	0,13	0,00	14,24	0,59
%	32,64	38,67	19,75	0,05	0,03	0,00	0,62	3,94	0,08	3,33	0,91	0,00	100	
02	0,00	1,34	4,19	1,97	2,07	0,29	0,24	3,62	0,02	0,43	0,02	0,02	14,22	0,65
%	0,00	9,45	29,48	13,82	14,59	2,04	1,69	25,46	0,14	3,05	0,14	0,14	100	
03	0,91	2,61	0,05	0,03	0,06	0,00	0,01	0,00	1,35	0,92	0,00	1,66	7,60	0,50
%	11,93	34,38	0,63	0,45	0,78	0,00	0,09	0,00	17,76	12,14	0,00	21,83	100	

Annexe III.7

Génération de la série d'apports mensuelle au site du barrage Berriche par la méthode de Svanidse

Ai	Ai /Amoy	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	O
10,34	2,02	0,434	0,879	0,000	0,006	1,586	1,707	3,957	0,784	0,621	0,284	0,081	0,000
1,96	0,38	0,205	0,390	0,000	0,000	0,016	0,004	0,354	0,120	0,009	0,658	0,164	0,040
9,23	1,80	0,433	0,234	0,725	0,630	1,687	0,807	0,117	1,016	2,376	1,158	0,016	0,035
20,69	4,04	2,216	1,337	0,302	0,510	0,867	1,229	4,654	7,641	0,857	0,434	0,122	0,522
5,8	1,13	0,993	0,035	0,003	0,007	1,706	0,653	0,353	0,401	1,431	0,138	0,067	0,013
4,58	0,89	0,212	0,295	0,200	0,234	0,177	0,440	0,757	1,004	1,207	0,051	0,000	0,000
11,9	2,32	0,455	0,205	0,254	2,974	2,054	1,629	1,614	2,049	0,382	0,132	0,157	0,000
6,62	1,29	0,443	0,447	0,106	0,120	0,231	0,534	0,756	1,886	1,478	0,545	0,029	0,045
1,63	0,32	0,150	0,127	0,062	0,075	0,102	0,118	0,552	0,375	0,030	0,020	0,000	0,019
1,8	0,35	0,228	0,012	0,029	0,031	0,013	0,000	0,000	0,032	0,739	0,681	0,029	0,007
2,6	0,51	0,310	0,894	0,016	0,012	0,020	0,000	0,002	0,000	0,462	0,316	0,000	0,568
3,68	0,72	0,666	0,163	0,017	0,161	0,104	0,116	0,082	0,497	0,893	0,804	0,000	0,176
4,85	0,95	0,047	0,376	0,000	0,000	0,074	2,001	1,352	0,721	0,036	0,000	0,034	0,210
7,11	1,39	0,251	0,399	0,308	0,491	0,776	0,730	0,970	0,274	2,020	0,034	0,799	0,057
2,94	0,57	0,960	1,137	0,581	0,002	0,001	0,000	0,018	0,116	0,002	0,098	0,027	0,000
0,73	0,14	0,047	0,107	0,000	0,000	0,000	0,005	0,005	0,519	0,009	0,037	0,001	0,000
4,33	0,85	0,201	0,278	0,189	0,222	0,168	0,416	0,716	0,949	1,141	0,048	0,000	0,000
3,29	0,64	0,000	0,311	0,970	0,455	0,480	0,067	0,056	0,837	0,004	0,100	0,004	0,004
1,04	0,20	0,068	0,152	0,000	0,000	0,000	0,007	0,007	0,739	0,014	0,052	0,002	0,000
2,44	0,48	0,291	0,839	0,015	0,011	0,019	0,000	0,002	0,000	0,433	0,296	0,000	0,533
8,38	1,64	0,488	0,109	0,258	0,076	0,160	0,544	1,737	2,034	1,015	1,392	0,539	0,030
6,18	1,21	1,058	0,037	0,003	0,008	1,818	0,696	0,376	0,428	1,525	0,147	0,071	0,014
7,69	1,50	0,062	0,050	0,329	0,153	0,372	0,388	2,768	2,282	0,583	0,538	0,164	0,000
2,77	0,54	0,187	0,091	0,347	0,136	0,181	0,520	0,684	0,475	0,016	0,132	0,000	0,000
1,46	0,29	0,048	0,225	0,032	0,054	0,035	0,089	0,099	0,003	0,437	0,255	0,051	0,134
3,48	0,68	0,501	0,305	0,511	1,042	0,105	0,033	0,002	0,000	0,416	0,328	0,000	0,237
14,44	2,82	0,552	0,249	0,309	3,609	2,493	1,976	1,959	2,487	0,463	0,160	0,190	0,000
1,27	0,25	0,083	0,186	0,000	0,000	0,000	0,008	0,008	0,902	0,017	0,064	0,002	0,000
5,45	1,06	0,600	0,021	0,770	0,536	0,555	0,648	1,868	0,338	0,062	0,052	0,000	0,000
2,28	0,45	0,272	0,784	0,014	0,010	0,018	0,000	0,002	0,000	0,405	0,277	0,000	0,498
5,14	1,00	0,050	0,399	0,000	0,000	0,079	2,121	1,433	0,764	0,038	0,000	0,036	0,222
3,11	0,61	0,846	0,492	0,165	0,221	0,298	0,448	0,396	0,057	0,013	0,002	0,171	0,001
4,1	0,80	0,008	0,015	1,333	0,498	0,322	0,307	0,100	0,077	0,605	0,008	0,000	0,805
3,88	0,76	1,786	0,004	0,017	0,041	0,019	0,002	0,000	0,712	1,300	0,000	0,000	0,000
2,12	0,41	0,222	0,422	0,000	0,000	0,017	0,005	0,383	0,130	0,010	0,712	0,177	0,043

ANNEXE

Annexe III.8 : Calcul de régularisation

	Mois	Apport (hm3)[1]	Modulation (%)		Demande (Hm3)		[4]	[5]	[6]	[7]	[8]	[9]	Déficit en AEP	Déficit en irrigation
			AEP	IRG	AEP [2]	IRG [3]	H evp (mm)	V int (Hm3)	S moy (Km2)	Ve vp (Hm3)	Reserve AEP	Reserve IRG		
1	9	0,434	7,9	7,98	0,044	0,286	134,3	4,414	0,0053181	0,000714	4,369	4,083		
2	10	0,879	7,9	4,9	0,044	0,175	99,3	4,962	0,0057942	0,000575	4,918	4,742		
3	11	0	7,9	4,9	0,044	0,175	40,4	4,742	0,0056043	0,000226	4,698	4,522		
4	12	0,006	7,9	4	0,044	0,143	15,9	4,528	0,0054182	8,61E-05	4,484	4,341		
5	1	1,586	7,9	4	0,044	0,143	22,9	5,927	0,0066062	0,000151	5,882	5,739		
6	2	1,707	7,9	4	0,044	0,143	32	7,446	0,0078231	0,00025	7,402	7,258		
7	3	3,957	7,9	10,12	0,044	0,362	43,8	11,215	0,0094001	0,000412	7,96	7,598		
8	4	0,784	8,9	10,12	0,05	0,362	95,8	8,382	0,0083943	0,000804	7,96	7,598		
9	5	0,621	8,9	10,12	0,05	0,362	139	8,219	0,0083331	0,001158	7,96	7,598		
10	6	0,284	8,9	11,96	0,05	0,428	206,6	7,882	0,0081565	0,001685	7,83	7,402		
11	7	0,081	8,9	15,94	0,05	0,571	271,2	7,483	0,0078496	0,002129	7,431	6,86		
12	8	0	8,9	11,96	0,05	0,428	248,9	6,86	0,0073605	0,001832	6,809	6,381	0	0
13	9	0,205	7,9	7,98	0,044	0,286	134,3	6,586	0,0071429	0,000959	6,54	6,255		
14	10	0,39	7,9	4,9	0,044	0,175	99,3	6,645	0,0071904	0,000714	6,6	6,424		
15	11	0	7,9	4,9	0,044	0,175	40,4	6,424	0,0070129	0,000283	6,38	6,204		
16	12	0	7,9	4	0,044	0,143	15,9	6,204	0,0068341	0,000109	6,16	6,017		
17	1	0,016	7,9	4	0,044	0,143	22,9	6,033	0,0066936	0,000153	5,988	5,845		
18	2	0,004	7,9	4	0,044	0,143	32	5,849	0,0065421	0,000209	5,805	5,662		
19	3	0,354	7,9	10,12	0,044	0,362	43,8	6,016	0,0066794	0,000293	5,971	5,609		
20	4	0,12	8,9	10,12	0,05	0,362	95,8	5,729	0,0064397	0,000617	5,678	5,316		
21	5	0,009	8,9	10,12	0,05	0,362	139	5,325	0,0061009	0,000848	5,274	4,912		
22	6	0,658	8,9	11,96	0,05	0,428	206,6	5,57	0,0063072	0,001303	5,519	5,091		
23	7	0,164	8,9	15,94	0,05	0,571	271,2	5,255	0,0060414	0,001638	5,203	4,633		
24	8	0,04	8,9	11,96	0,05	0,428	248,9	4,673	0,0055415	0,001379	4,621	4,193	0	0

[Colonne] ;

[Colonne ; ligne] ;

$$S = 172 \text{ Km}^2;$$

$$V_u = 7,96 \text{ hm}^3;$$

$$V'_{\text{int}} = \frac{1}{2} V_u = 3,98 \text{ hm}^3;$$

[4] : Hauteur d'eau évaporée en mm ;

[5] : Volume initial dans la retenue :

$$[5 ; 1] = \text{MAX}(V'_{\text{int}} + [1 ; 1]; 0) ;$$

$$[5 ; 2] = \text{MAX} ([9 ; 1] + [1 ; 2]; 0) ;$$

⋮

$$[5 ; n] = \text{MAX} ([9 ; n-1] + [1 ; n]; 0) ;$$

[6] : Surface moyenne entre la surface initiale correspondante au volume initial et la surface final après avoir donné de l'eau destinée à l'AEP ;

[7] : Volume d'eau évaporée [7] = [6] x [4] ;

[8] : Réserve d'eau dans la retenue après l'AEP

$$[8 ; 1] = \text{MIN} (\text{MAX} (V'_{\text{int}} + [1 ; 1] - [2 ; 1] - [7 ; 1]; 0); V_u)$$

$$[8 ; 2] = \text{MIN} (\text{MAX} ([9 ; 1] + [1 ; 2] - [2 ; 2] - [7 ; 2]; 0); V_u)$$

⋮

$$[8 ; n] = \text{MIN} (\text{MAX} ([9 ; n-1] + [1 ; n] - [2 ; n] - [7 ; n]; 0); V_u)$$

Le zéro dans l'avant dernière colonne signifie qu'il n'y avait pas un déficit dans l'AEP dans cette année, cette valeur est obtenue en appliquant le test suivant à la fin de la première année :SI (MIN ([8 ; 1]: [8 ; 12])=0;1;0)

Le même test s'applique pour chaque année en faisant varier le numéro du premier et du dernier mois de l'année correspondante.

La valeur 1 signifie que l'année correspondante est déficitaire.

La dernière colonne traite le déficit dans le cas de l'irrigation.

Annexe III.9 : Méthode de KOTCHERINE

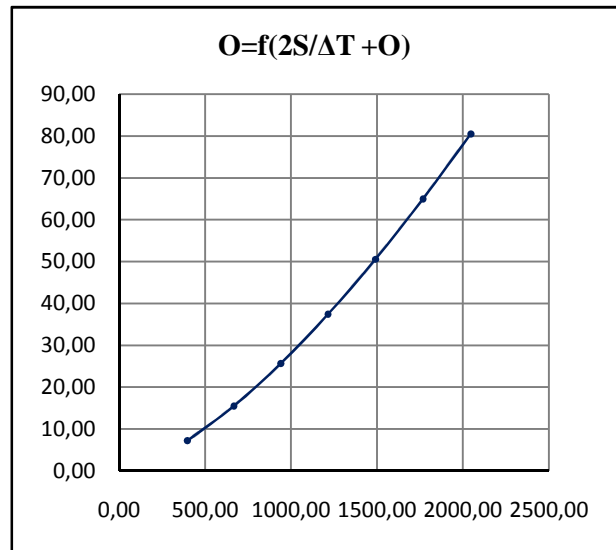
b = 20 m						b=50 m					
H (m)	Q (m ³ /s)	S (m ²)	V0 (m/s)	H0 (m)	Q (m ³ /s)	H (m)	Q (m ³ /s)	S (m ²)	V0 (m/s)	H0 (m)	Q (m ³ /s)
0,3	7,20	6,00	1,20	0,37	9,95	0,3	18,00	15,00	1,20	0,33	20,66
0,5	15,50	10,00	1,55	0,62	21,40	0,5	38,74	25,00	1,55	0,55	44,45
0,7	25,67	14,00	1,83	0,87	35,45	0,7	64,17	35,00	1,83	0,77	73,63
0,9	37,42	18,00	2,08	1,12	51,68	0,9	93,55	45,00	2,08	0,99	107,35
1,1	50,56	22,00	2,30	1,36	69,83	1,1	126,41	55,00	2,30	1,21	145,05
1,3	64,96	26,00	2,50	1,61	89,71	1,3	162,40	65,00	2,50	1,42	186,35
1,5	80,52	30,00	2,68	1,86	111,19	1,5	201,29	75,00	2,68	1,64	230,97
2	123,96	40,00	3,10	2,48	171,19	2	309,90	100,00	3,10	2,19	355,60
2,5	173,24	50,00	3,46	3,10	239,24	2,5	433,10	125,00	3,46	2,74	496,97
3	227,73	60,00	3,80	3,72	314,49	3	569,33	150,00	3,80	3,29	653,28
b=30 m						b=60 m					
H (m)	Q (m ³ /s)	S (m ²)	V0 (m/s)	H0 (m)	Q (m ³ /s)	H (m)	Q (m ³ /s)	S (m ²)	V0 (m/s)	H0 (m)	Q (m ³ /s)
0,3	10,80	9,00	1,20	0,35	13,50	0,3	21,60	18,00	1,20	0,32	24,25
0,5	23,24	15,00	1,55	0,58	29,04	0,5	46,49	30,00	1,55	0,54	52,18
0,7	38,50	21,00	1,83	0,81	48,11	0,7	77,00	42,00	1,83	0,76	86,43
0,9	56,13	27,00	2,08	1,04	70,13	0,9	112,26	54,00	2,08	0,97	126,00
1,1	75,84	33,00	2,30	1,28	94,76	1,1	151,69	66,00	2,30	1,19	170,26
1,3	97,44	39,00	2,50	1,51	121,75	1,3	194,88	78,00	2,50	1,40	218,74
1,5	120,77	45,00	2,68	1,74	150,90	1,5	241,55	90,00	2,68	1,62	271,12
2	185,94	60,00	3,10	2,32	232,33	2	371,88	120,00	3,10	2,16	417,41
2,5	259,86	75,00	3,46	2,90	324,69	2,5	519,72	150,00	3,46	2,70	583,35
3	341,60	90,00	3,80	3,48	426,81	3	683,19	180,00	3,80	3,24	766,83
b=40 m						b=80 m					
H (m)	Q (m ³ /s)	S (m ²)	V0 (m/s)	H0 (m)	Q (m ³ /s)	H (m)	Q (m ³ /s)	S (m ²)	V0 (m/s)	H0 (m)	Q (m ³ /s)
0,3	14,40	12,00	1,20	0,34	17,07	0,3	28,81	24,00	1,20	0,32	31,44
0,5	30,99	20,00	1,55	0,56	36,74	0,5	61,98	40,00	1,55	0,53	67,64
0,7	51,34	28,00	1,83	0,78	60,85	0,7	102,67	56,00	1,83	0,74	112,05
0,9	74,84	36,00	2,08	1,01	88,71	0,9	149,68	72,00	2,08	0,95	163,36
1,1	101,13	44,00	2,30	1,23	119,87	1,1	202,25	88,00	2,30	1,17	220,73
1,3	129,92	52,00	2,50	1,46	154,01	1,3	259,85	104,00	2,50	1,38	283,59
1,5	161,03	60,00	2,68	1,68	190,88	1,5	322,06	120,00	2,68	1,59	351,49
2	247,92	80,00	3,10	2,24	293,88	2	495,85	160,00	3,10	2,12	541,15
2,5	346,48	100,00	3,46	2,80	410,71	2,5	692,96	200,00	3,46	2,65	756,28
3	455,46	120,00	3,80	3,36	539,89	3	910,93	240,00	3,80	3,18	994,16

cote	Vch	Vch/Vcr	Q lam
931,53	0,35	0,04	515,10
931,73	0,59	0,07	500,49
931,93	0,82	0,09	485,89
932,13	1,06	0,12	471,28
932,33	1,30	0,15	456,68
932,53	1,53	0,18	442,07
932,73	1,77	0,20	427,47
933,23	2,36	0,27	390,95
933,73	2,95	0,34	354,44
934,23	3,54	0,41	317,93
934,73	4,14	0,48	281,42

Annexe III.10 : Méthode de MUSKINGUM

B=20 m

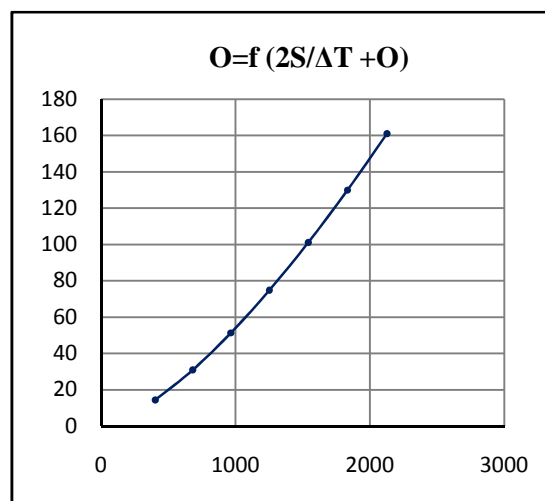
H (m)	S (m ³)	O (m ³ /s)	(2S/ΔT + O)(m ³ /s)
0,3	349990,0	7,20	396,08
0,5	586590,0	15,50	667,26
0,7	823190,0	25,67	940,32
0,9	1059790,0	37,42	1214,96
1,1	1296390,0	50,56	1491,00
1,3	1532990,0	64,96	1768,28
1,5	1769590,0	80,52	2046,73



t (heures)	I (m ³ /s)	I1 + I2(m ³ /s)	(2S/ΔT + O)(m ³ /s)	(2S/ΔT + O)-2O (m ³ /s)	O sortie (m ³ /s)
0,5	8,4		396,08	381,68	7,20
1	33,5	41,9	423,58	407,91	7,83
1,5	75,5	109	516,91	495,45	10,73
2	134,2	209,7	705,15	671,04	17,06
2,5	209,6	343,8	1014,84	957,14	28,85
3	301,9	511,5	1468,64	1370,14	49,25
3,5	410,9	712,8	2082,94	1917,41	82,77
4	536,7	947,6	2865,01	2594,47	135,27
4,5	472,4	1009,1	3603,57	3213,65	194,96
5	413,4	885,8	4099,45	3618,37	240,54
5,5	359,5	772,9	4391,27	3852,40	269,44
6	310,6	670,1	4522,50	3956,64	282,93
6,5	266,3	576,9	4533,54	3965,38	284,08
7	226,4	492,7	4458,08	3905,54	276,27
7,5	190,7	417,1	4322,64	3797,63	262,50
8	159	349,7	4147,33	3656,98	245,18
8,5	131	290	3946,98	3494,87	226,05
9	106,5	237,5	3732,37	3319,62	206,37
9,5	85,3	191,8	3511,42	3137,48	186,97
10	67,1	152,4	3289,88	2953,06	168,41
10,5	51,7	118,8	3071,86	2769,87	151,00
11	38,8	90,5	2860,37	2590,52	134,93
11,5	28,3	67,1	2657,62	2417,07	120,27
12	19,9	48,2	2465,27	2251,16	107,06

B=40 m

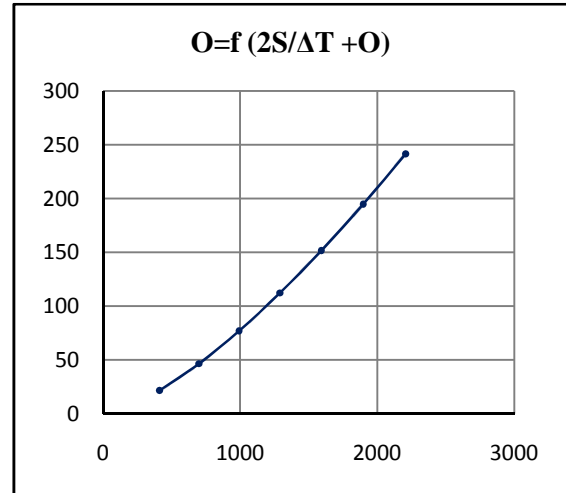
H (m)	S (m3)	O (m3/s)	(2S/ΔT + O)(m3/s)
0,3	349990	14,40	403,28
0,5	586590	30,99	682,76
0,7	823190	51,34	965,99
0,9	1059790	74,84	1252,38
1,1	1296390	101,13	1541,56
1,3	1532990	129,92	1833,25
1,5	1769590	161,03	2127,24



t (heures)	I (m3/s)	I1 + I2(m3/s)	(2S/ΔT + O)(m3/s)	(2S/ΔT + O)-2O(m3/s)	O sortie(m3/s)
0,5	8,4		396,08	381,68	7,20
1	33,5	41,9	423,58	391,76	15,91
1,5	75,5	109	500,76	459,08	20,84
2	134,2	209,7	668,78	603,99	32,40
2,5	209,6	343,8	947,79	839,62	54,09
3	301,9	511,5	1351,12	1169,24	90,94
3,5	410,9	712,8	1882,04	1583,29	149,38
4	536,7	947,6	2530,89	2058,69	236,10
4,5	472,4	1009,1	3067,79	2426,60	320,59
5	413,4	885,8	3312,40	2586,58	362,91
5,5	359,5	772,9	3359,48	2616,81	371,33
6	310,6	670,1	3286,91	2570,13	358,39
6,5	266,3	576,9	3147,03	2478,95	334,04
7	226,4	492,7	2971,65	2362,42	304,62
7,5	190,7	417,1	2779,52	2231,93	273,79
8	159	349,7	2581,63	2094,45	243,59
8,5	131	290	2384,45	1954,34	215,05
9	106,5	237,5	2191,84	1814,47	188,68
9,5	85,3	191,8	2006,27	1676,92	164,68
10	67,1	152,4	1829,32	1543,18	143,07
10,5	51,7	118,8	1661,98	1414,41	123,79
11	38,8	90,5	1504,91	1291,49	106,71
11,5	28,3	67,1	1358,59	1175,22	91,69
12	19,9	48,2	1223,42	1066,29	78,57

B = 60 m

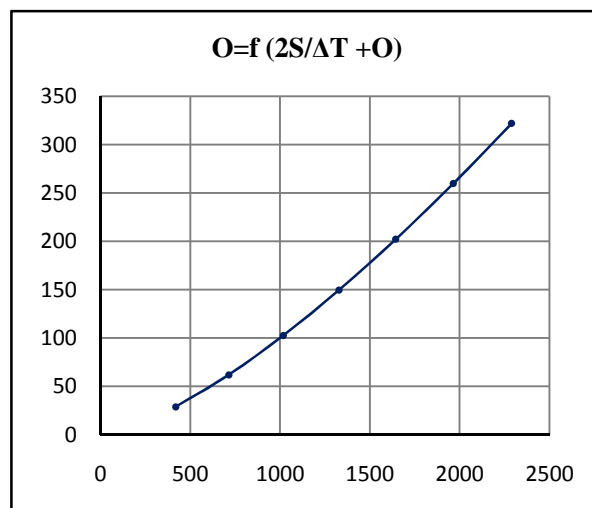
H (m)	S (m3)	O (m3/s)	(2S/ΔT + O) (m3/s)
0,3	349990,00	21,60	410,48
0,5	586590,00	46,49	698,25
0,7	823190,00	77,00	991,66
0,9	1059790,00	112,26	1289,80
1,1	1296390,00	151,69	1592,12
1,3	1532990,00	194,88	1898,21
1,5	1769590,00	241,55	2207,76



t (heures)	I (m3/s)	I1 + I2(m3/s)	(2S/ΔT + O)(m3/s)	(2S/ΔT + O)-2O(m3/s)	O sortie(m3/s)
0,5	8,4		396,08	381,68	7,20
1	33,5	41,9	423,58	379,87	21,85
1,5	75,5	109	488,87	433,89	27,49
2	134,2	209,7	643,59	560,53	41,53
2,5	209,6	343,8	904,33	769,61	67,36
3	301,9	511,5	1281,11	1062,13	109,49
3,5	410,9	712,8	1774,93	1428,33	173,30
4	536,7	947,6	2375,93	1847,69	264,12
4,5	472,4	1009,1	2856,79	2162,41	347,19
5	413,4	885,8	3048,21	2282,54	382,83
5,5	359,5	772,9	3055,44	2287,02	384,21
6	310,6	670,1	2957,12	2225,74	365,69
6,5	266,3	576,9	2802,64	2127,89	337,37
7	226,4	492,7	2620,59	2010,13	305,23
7,5	190,7	417,1	2427,23	1882,14	272,54
8	159	349,7	2231,84	1749,78	241,03
8,5	131	290	2039,78	1616,70	211,54
9	106,5	237,5	1854,20	1485,30	184,45
9,5	85,3	191,8	1677,10	1357,33	159,88
10	67,1	152,4	1509,73	1234,10	137,82
10,5	51,7	118,8	1352,90	1116,58	118,16
11	38,8	90,5	1207,08	1005,56	100,76
11,5	28,3	67,1	1072,66	901,70	85,48
12	19,9	48,2	949,90	805,59	72,15

B = 80 m

H (m)	S (m3)	O (m3/s)	(2S/ΔT + O)(m3/s)
0,3	349990,00	28,81	417,68
0,5	586590,00	61,98	713,75
0,7	823190,00	102,67	1017,33
0,9	1059790,00	149,68	1327,22
1,1	1296390,00	202,25	1642,68
1,3	1532990,00	259,85	1963,17
1,5	1769590,00	322,06	2288,27



t (heures)	I (m3/s)	I1 + I2(m3/s)	(2S/ΔT + O)(m3/s)	(2S/ΔT + O)-2O(m3/s)	O sortie(m3/s)
0,5	8,4		396,08	381,68	7,20
1	33,5	41,9	423,58	368,26	27,66
1,5	75,5	109	477,26	410,28	33,49
2	134,2	209,7	619,98	520,87	49,55
2,5	209,6	343,8	864,67	706,69	78,99
3	301,9	511,5	1218,19	966,70	125,74
3,5	410,9	712,8	1679,50	1290,96	194,27
4	536,7	947,6	2238,56	1661,09	288,73
4,5	472,4	1009,1	2670,19	1929,76	370,21
5	413,4	885,8	2815,56	2016,90	399,33
5,5	359,5	772,9	2789,80	2001,57	394,11
6	310,6	670,1	2671,67	1930,66	370,51
6,5	266,3	576,9	2507,56	1830,28	338,64
7	226,4	492,7	2322,98	1714,82	304,08
7,5	190,7	417,1	2131,92	1592,42	269,75
8	159	349,7	1942,12	1467,94	237,09
8,5	131	290	1757,94	1344,40	206,77
9	106,5	237,5	1581,90	1223,77	179,06
9,5	85,3	191,8	1415,57	1107,52	154,02
10	67,1	152,4	1259,92	996,74	131,59
10,5	51,7	118,8	1115,54	892,23	111,65
11	38,8	90,5	982,73	794,64	94,05
11,5	28,3	67,1	861,74	704,50	78,62
12	19,9	48,2	752,70	622,25	65,22

Annexe VI.1 : Calcul de temps de vidange.

D= 0,7 m						
Cote (m)	Si (Km2)	Δh (m)	ΔV (m3)	H (m)	Q (m3/s)	Ti (jours)
916	0,21					
917	0,23	1,00	0,22	0,50	0,52	4,93
918	0,26	1,00	0,25	1,50	0,89	3,17
919	0,30	1,00	0,28	2,50	1,15	2,81
920	0,33	1,00	0,32	3,50	1,37	2,67
921	0,37	1,00	0,35	4,50	1,55	2,61
922	0,42	1,00	0,39	5,50	1,71	2,66
923	0,46	1,00	0,44	6,50	1,86	2,73
924	0,51	1,00	0,49	7,50	2,00	2,81
925	0,55	1,00	0,53	8,50	2,13	2,88
926	0,60	1,00	0,58	9,50	2,25	2,96
927	0,65	1,00	0,63	10,50	2,37	3,06
928	0,71	1,00	0,68	11,50	2,48	3,18
929	0,77	1,00	0,74	12,50	2,58	3,32
930	0,83	1,00	0,80	13,50	2,68	3,45
931,23	0,89	1,23	1,06	14,62	2,79	4,38
ΣTi						47,6

D= 0,8 m						
Cote (m)	Si (Km2)	Δh (m)	ΔV (m3)	H (m)	Q (m3/s)	Ti (jours)
916,00	0,21					
917,00	0,23	1,00	0,22	0,50	0,70	3,66
918,00	0,26	1,00	0,25	1,50	1,20	2,35
919,00	0,30	1,00	0,28	2,50	1,55	2,08
920,00	0,33	1,00	0,32	3,50	1,84	1,98
921,00	0,37	1,00	0,35	4,50	2,09	1,94
922,00	0,42	1,00	0,39	5,50	2,31	1,98
923,00	0,46	1,00	0,44	6,50	2,51	2,03
924,00	0,51	1,00	0,49	7,50	2,69	2,08
925,00	0,55	1,00	0,53	8,50	2,87	2,14
926,00	0,60	1,00	0,58	9,50	3,03	2,20
927,00	0,65	1,00	0,63	10,50	3,19	2,27
928,00	0,71	1,00	0,68	11,50	3,33	2,36
929,00	0,77	1,00	0,74	12,50	3,48	2,46
930,00	0,83	1,00	0,80	13,50	3,61	2,56
931,23	0,89	1,23	1,06	14,62	3,76	3,26
ΣTi						35,36

ANNEXE

D= 0,9 m						
Cote (m)	Si (Km2)	Δh (m)	ΔV (m3)	H (m)	Q (m3/s)	Ti (jours)
916,00	0,21					
917,00	0,23	1,00	0,22	0,50	0,83	3,07
918,00	0,26	1,00	0,25	1,50	1,44	1,97
919,00	0,30	1,00	0,28	2,50	1,86	1,75
920,00	0,33	1,00	0,32	3,50	2,20	1,66
921,00	0,37	1,00	0,35	4,50	2,49	1,63
922,00	0,42	1,00	0,39	5,50	2,75	1,66
923,00	0,46	1,00	0,44	6,50	2,99	1,70
924,00	0,51	1,00	0,49	7,50	3,22	1,75
925,00	0,55	1,00	0,53	8,50	3,42	1,79
926,00	0,60	1,00	0,58	9,50	3,62	1,84
927,00	0,65	1,00	0,63	10,50	3,80	1,90
928,00	0,71	1,00	0,68	11,50	3,98	1,98
929,00	0,77	1,00	0,74	12,50	4,15	2,06
930,00	0,83	1,00	0,80	13,50	4,31	2,15
931,23	0,89	1,23	1,06	14,62	4,49	2,73
ΣTi						29,62

D= 1 m						
Cote (m)	Si (Km2)	Δh (m)	ΔV (m3)	H (m)	Q (m3/s)	Ti (jours)
916,00	0,21					
917,00	0,23	1,00	0,22	0,50	1,12	2,27
918,00	0,26	1,00	0,25	1,50	1,95	1,46
919,00	0,30	1,00	0,28	2,50	2,51	1,29
920,00	0,33	1,00	0,32	3,50	2,97	1,23
921,00	0,37	1,00	0,35	4,50	3,37	1,20
922,00	0,42	1,00	0,39	5,50	3,73	1,22
923,00	0,46	1,00	0,44	6,50	4,05	1,25
924,00	0,51	1,00	0,49	7,50	4,35	1,29
925,00	0,55	1,00	0,53	8,50	4,63	1,32
926,00	0,60	1,00	0,58	9,50	4,90	1,36
927,00	0,65	1,00	0,63	10,50	5,15	1,40
928,00	0,71	1,00	0,68	11,50	5,39	1,46
929,00	0,77	1,00	0,74	12,50	5,62	1,52
930,00	0,83	1,00	0,80	13,50	5,84	1,59
931,23	0,89	1,23	1,06	14,62	6,08	2,02
ΣTi						21,88

ANNEXE

D= 1,2 m						
Cote (m)	Si (Km2)	Δh (m)	ΔV (m3)	H (m)	Q (m3/s)	Ti (jours)
916,00	0,21					
917,00	0,23	1,00	0,22	0,50	1,61	1,58
918,00	0,26	1,00	0,25	1,50	2,78	1,02
919,00	0,30	1,00	0,28	2,50	3,59	0,90
920,00	0,33	1,00	0,32	3,50	4,25	0,86
921,00	0,37	1,00	0,35	4,50	4,82	0,84
922,00	0,42	1,00	0,39	5,50	5,33	0,86
923,00	0,46	1,00	0,44	6,50	5,80	0,88
924,00	0,51	1,00	0,49	7,50	6,22	0,90
925,00	0,55	1,00	0,53	8,50	6,63	0,93
926,00	0,60	1,00	0,58	9,50	7,01	0,95
927,00	0,65	1,00	0,63	10,50	7,37	0,98
928,00	0,71	1,00	0,68	11,50	7,71	1,02
929,00	0,77	1,00	0,74	12,50	8,04	1,07
930,00	0,83	1,00	0,80	13,50	8,35	1,11
931,23	0,89	1,23	1,06	14,62	8,69	1,41
ΣTi						15,30

D= 1,5 m						
Cote (m)	Si (Km2)	Δh (m)	ΔV (m3)	H (m)	Q (m3/s)	Ti (jours)
916,00	0,21					
917,00	0,23	1,00	0,22	0,50	2,57	0,99
918,00	0,26	1,00	0,25	1,50	4,46	0,64
919,00	0,30	1,00	0,28	2,50	5,75	0,56
920,00	0,33	1,00	0,32	3,50	6,81	0,54
921,00	0,37	1,00	0,35	4,50	7,72	0,52
922,00	0,42	1,00	0,39	5,50	8,54	0,53
923,00	0,46	1,00	0,44	6,50	9,28	0,55
924,00	0,51	1,00	0,49	7,50	9,97	0,56
925,00	0,55	1,00	0,53	8,50	10,61	0,58
926,00	0,60	1,00	0,58	9,50	11,22	0,59
927,00	0,65	1,00	0,63	10,50	11,79	0,61
928,00	0,71	1,00	0,68	11,50	12,34	0,64
929,00	0,77	1,00	0,74	12,50	12,87	0,67
930,00	0,83	1,00	0,80	13,50	13,37	0,69
931,23	0,89	1,23	1,06	14,62	13,91	0,88
ΣTi						9,55

ANNEXE

D= 2 m						
Cote (m)	Si (Km2)	Δh (m)	ΔV (m3)	H (m)	Q (m3/s)	Ti (jours)
916,00	0,21					
917,00	0,23	1,00	0,22	0,50	4,57	0,56
918,00	0,26	1,00	0,25	1,50	7,91	0,36
919,00	0,30	1,00	0,28	2,50	10,21	0,32
920,00	0,33	1,00	0,32	3,50	12,08	0,30
921,00	0,37	1,00	0,35	4,50	13,70	0,30
922,00	0,42	1,00	0,39	5,50	15,14	0,30
923,00	0,46	1,00	0,44	6,50	16,46	0,31
924,00	0,51	1,00	0,49	7,50	17,68	0,32
925,00	0,55	1,00	0,53	8,50	18,82	0,33
926,00	0,60	1,00	0,58	9,50	19,90	0,33
927,00	0,65	1,00	0,63	10,50	20,92	0,35
928,00	0,71	1,00	0,68	11,50	21,89	0,36
929,00	0,77	1,00	0,74	12,50	22,83	0,38
930,00	0,83	1,00	0,80	13,50	23,72	0,39
931,23	0,89	1,23	1,06	14,62	24,68	0,50
ΣTi						5,39

Références bibliographiques

- [A] : **A.BERMAD** : Cours d'hydrologie et hydrologie statistique.
- [B] : **ANBT** : Procédure méthodologiques pour l'exécution des études de retenues collinaires et petits barrages.
- [C] : **B. TOUAIBIA** : Polycopie de cours de régularisation des débits « Les retenues »
- [D] : **ENHYD** : Rapports de faisabilité du barrage de Berriche.
- [E] : **GERARD DEGOUTTE**: Petits barrages, recommandation pour la conception, la réalisation et le suivi. Edition Cemagref 1997.
- [F] : **Henri Varlet** : Barrages –Réservoir Tome II « Barrage-poids, Barrage-voute ».
- [G] : **I.NAOUMENKO (URSS), (Institut national d'Agronomie)** : Hydraulique Général et appliquée.
- [H] : **JEAN MAURICE DURAND** : Technique des petits barrages en Afrique sahélienne et équatoriale. Editions Cemagref (1985).
- [I] : **Khalifa MAALEL et Zouheir HAFSIA** (Ecole nationale d'ingénieur, Tunisie) : Polycopier de cours, Ouvrages Hydrauliques.
- [J] : **Ministère de l'agriculture de France. Direction de L'aménagement** : Technique des barrages en aménagement rural.
- [K] : **Patrick Le Delliou** : Les Barrages : conception et maintenance.
- [L] : **P.N.U.D./O.P.E** : Guide maghrébin pour l'exécution des études et des travaux de retenues collinaires.
- [M] : **Projets de fin d'étude** : ENSH et ENP.
- [N] : **R.Sinniger et W.Hager** : Construction hydraulique -écoulements stationnaires-
- [O] : **Y. Mouloudi** : Cours de Barrage et d'Ouvrages Annexes.

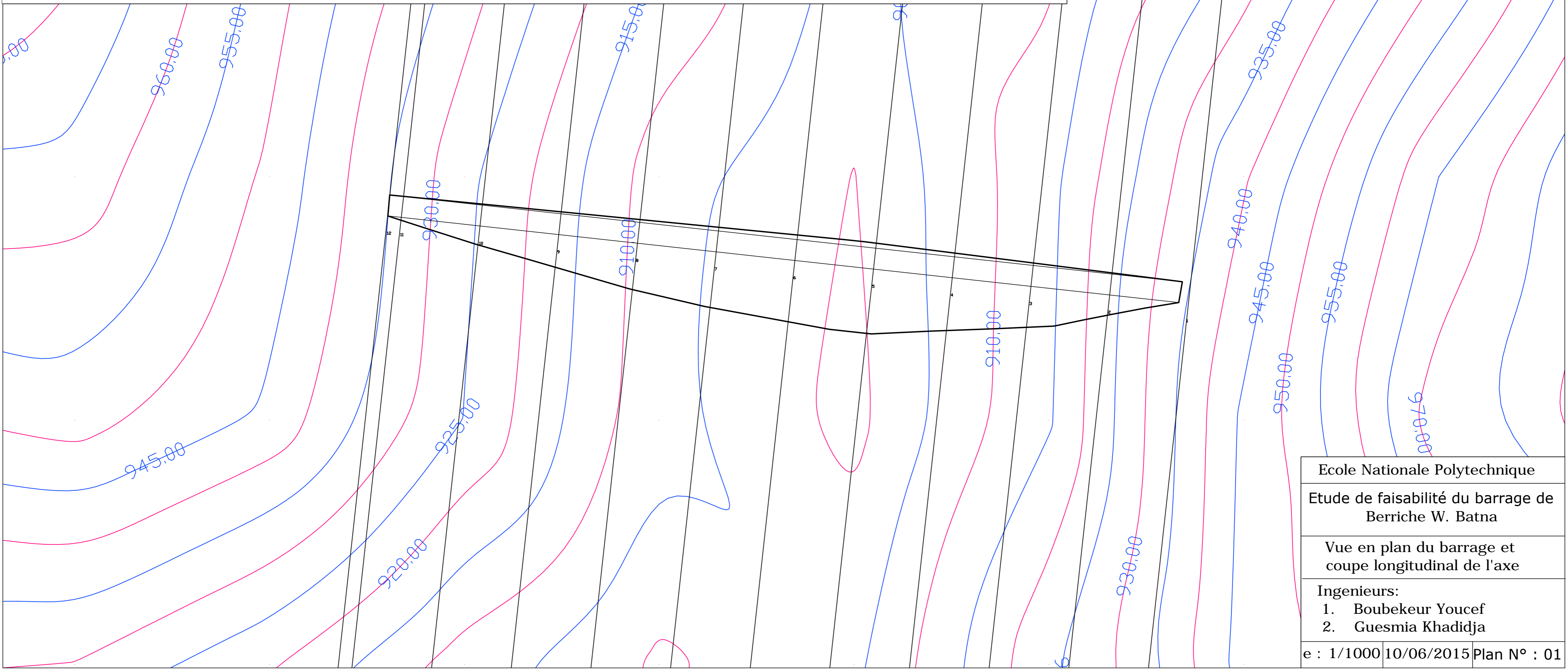
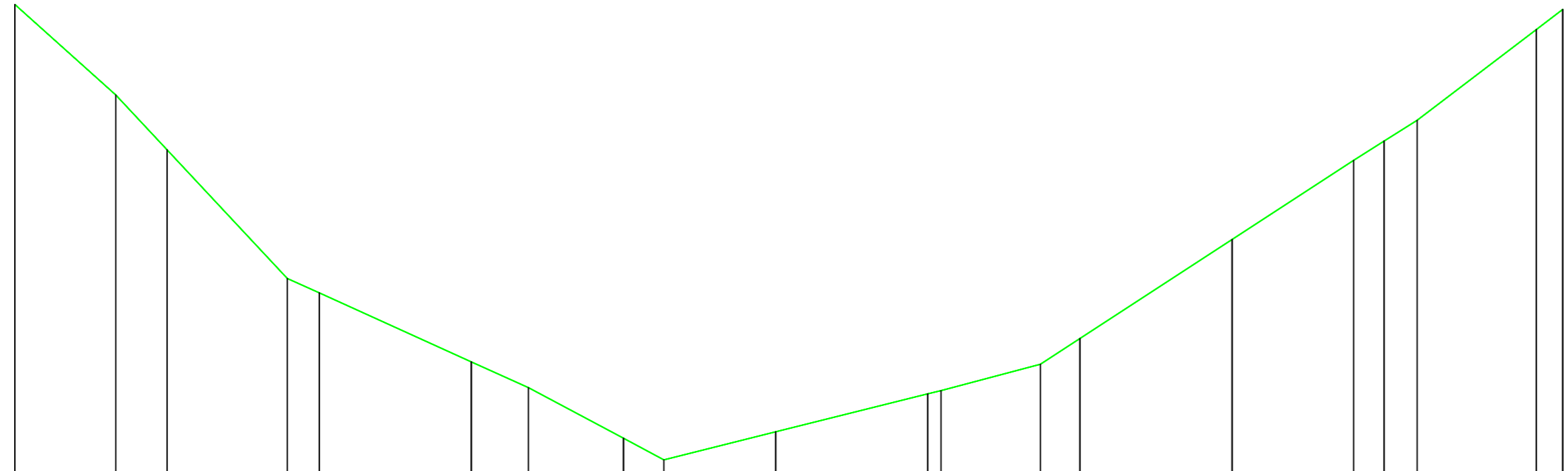


Profil dessiné par Covadis

Profil n°: PL1

Echelle en X : 1/500

Echelle en Y : 1/200



Ecole Nationale Polytechnique

Etude de faisabilité du barrage de Berriche W. Batna

Vue en plan du barrage et coupe longitudinal de l'axe

Ingenieurs:

1. Boubekeur Youcef
2. Guesmia Khadjia

e : 1/1000 10/06/2015 Plan N° : 01



Profil n°: 2

Abscisse : 30.000 m

Profil dessiné par Covadis

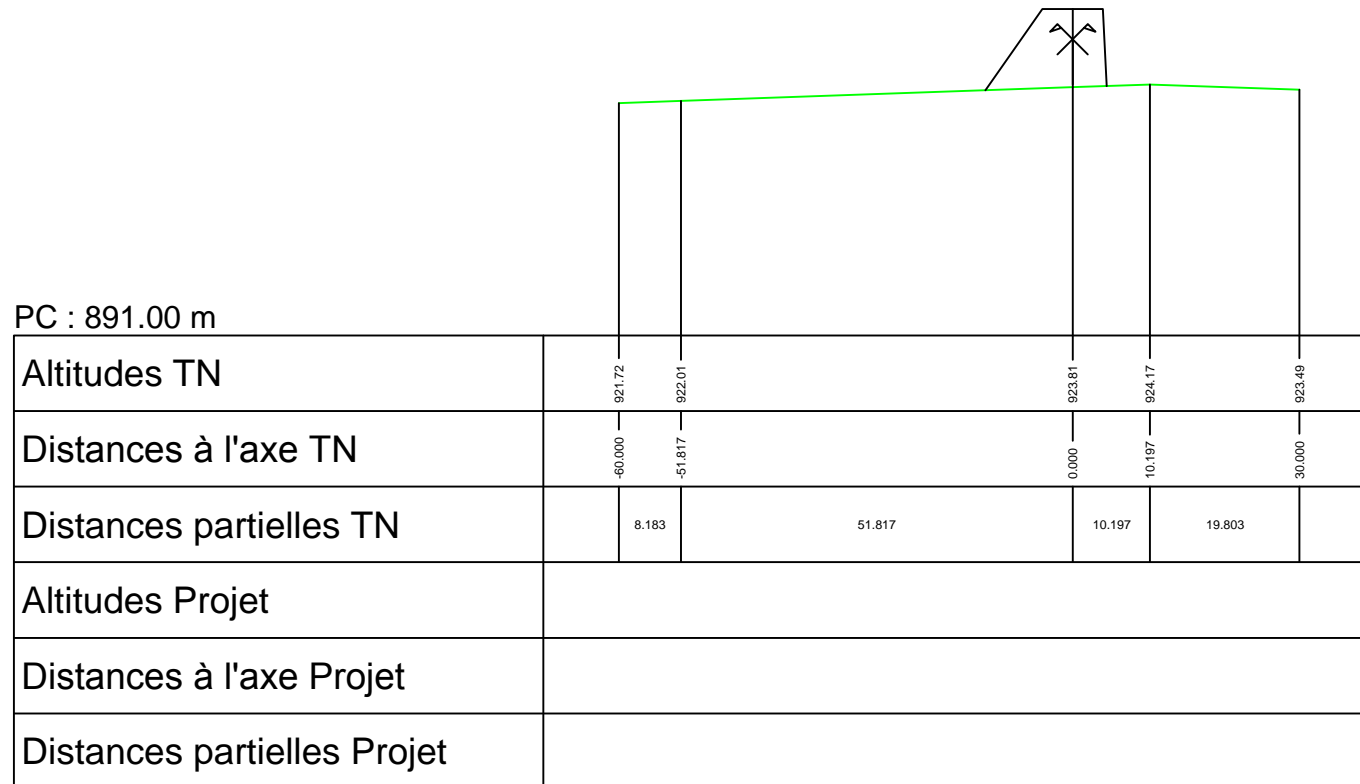
Echelle des longueurs : 1/1000

Profil en long n° : PL1

Echelle des altitudes : 1/1000

X axe : 752819.999

Y axe : 3919887.500





Profil n°: 4

Abscisse : 90.000 m

Profil dessiné par Covadis

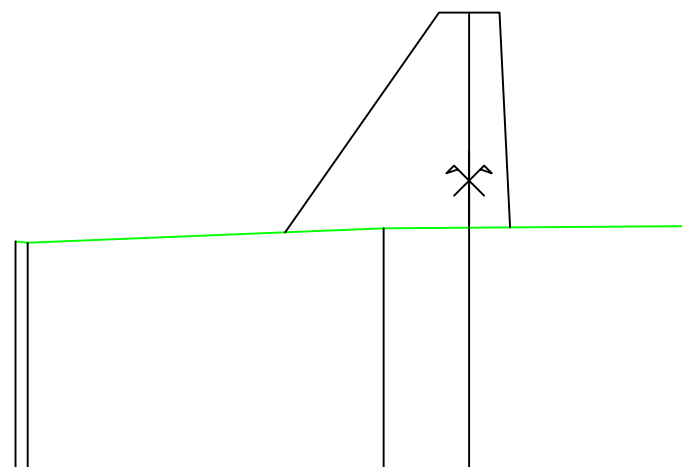
Echelle des longueurs : 1/1000

Profil en long n° : PL1

Echelle des altitudes : 1/1000

X axe : 752760.356

Y axe : 3919894.033



PC : 875.00 m

Altitudes TN	905.26 905.13		906.99	907.08	907.31
Distances à l'axe TN	-60.000 -56.369		-11.308	0.000	30.000
Distances partielles TN	1.611	47.081	11.308	30.000	
Altitudes Projet					
Distances à l'axe Projet					
Distances partielles Projet					



Profil n°: 5

Abscisse : 120.000 m

Profil dessiné par Covadis

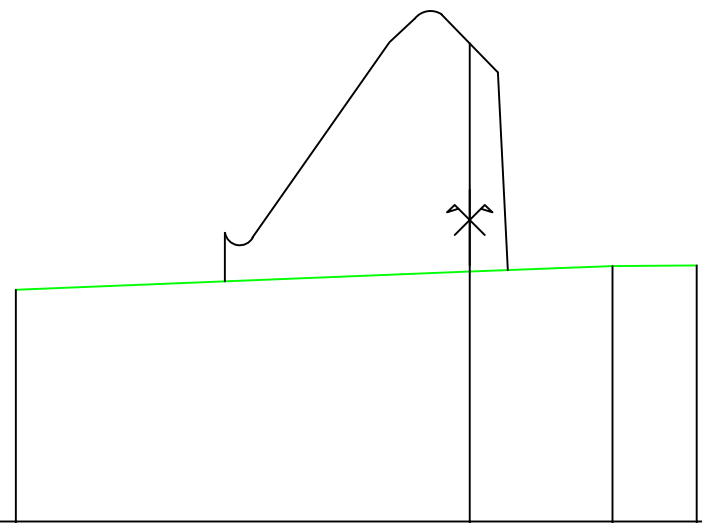
Echelle des longueurs : 1/1000

Profil en long n° : PL1

Echelle des altitudes : 1/1000

X axe : 752730.535

Y axe : 3919897.300



PC : 868.00 m

Altitudes TN	898.67	901.04	901.79	901.88
Distances à l'axe TN	-60.000	0.000	18.880	30.000
Distances partielles TN		60.000	18.880	11.120
Altitudes Projet				
Distances à l'axe Projet				
Distances partielles Projet				



Profil n°: 6

Abscisse : 150.000 m

Profil dessiné par Covadis

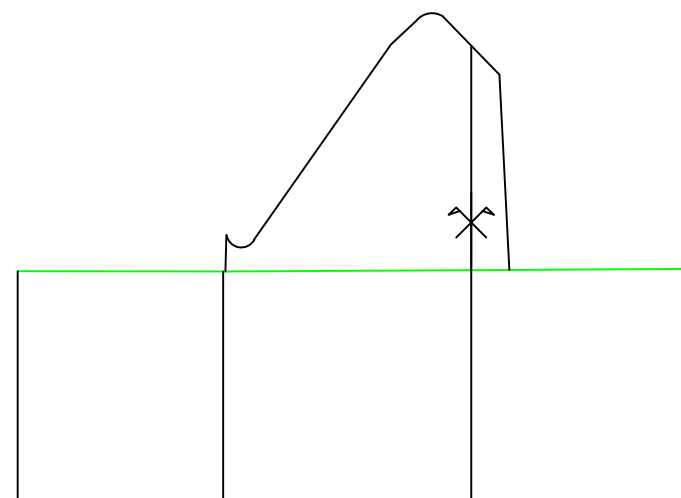
Echelle des longueurs : 1/1000

Profil en long n° : PL1

Echelle des altitudes : 1/1000

X axe : 752700.713

Y axe : 3919900.567



PC : 871.00 m

Altitudes TN	901,41	901,38	901,55	901,70	901,84
Distances à l'axe TN	-60,000	-32,812	0,000	28,167	30,000
Distances partielles TN		27,188	32,812	28,167	1,833
Altitudes Projet					
Distances à l'axe Projet					
Distances partielles Projet					



Profil n°: 7

Abscisse : 180.000 m

Echelle des longueurs : 1/1000

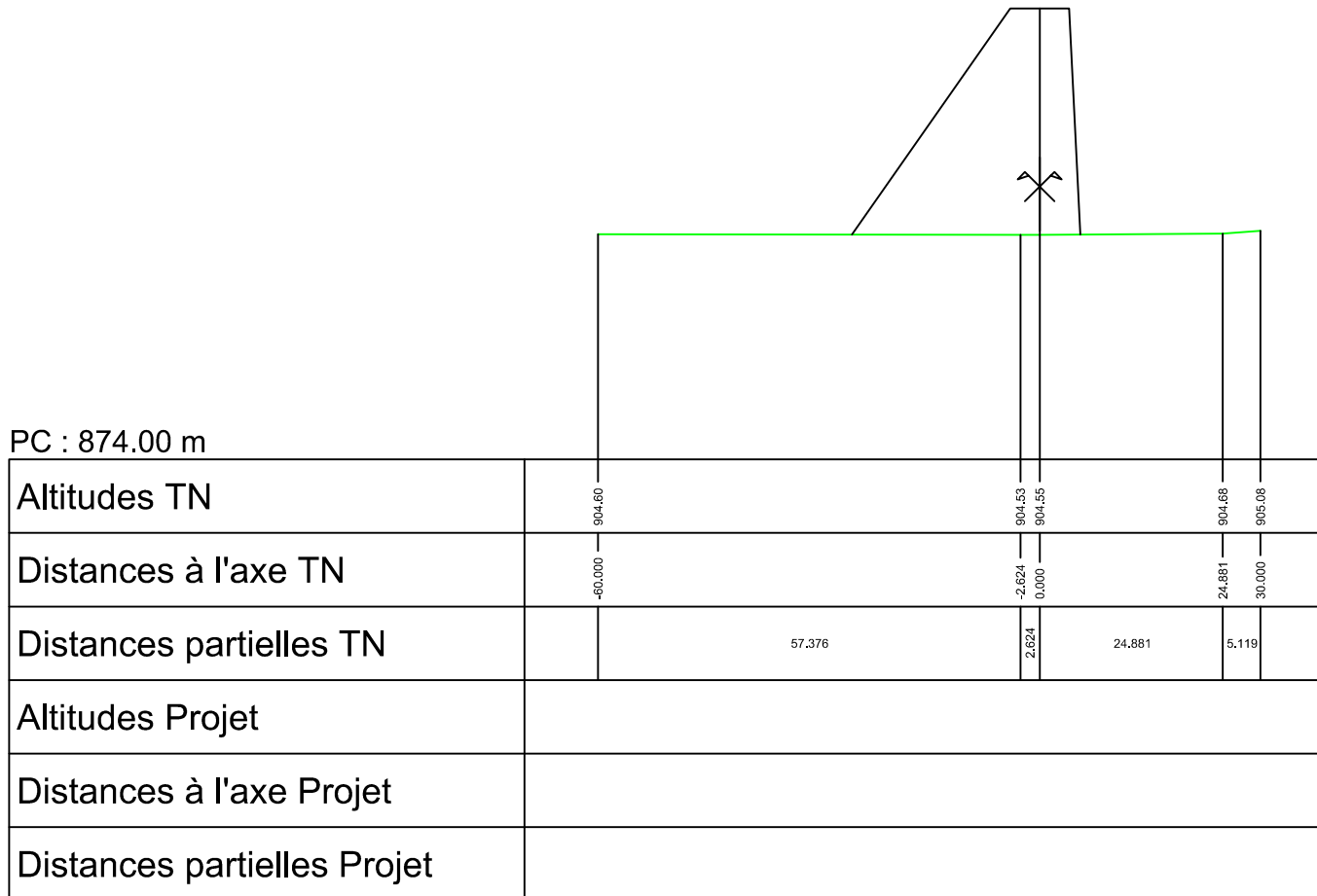
Echelle des altitudes : 1/1000

Profil dessiné par Covadis

Profil en long n° : PL1

X axe : 752670.891

Y axe : 3919903.833





Profil n°: 8

Abscisse : 210.000 m

Profil dessiné par Covadis

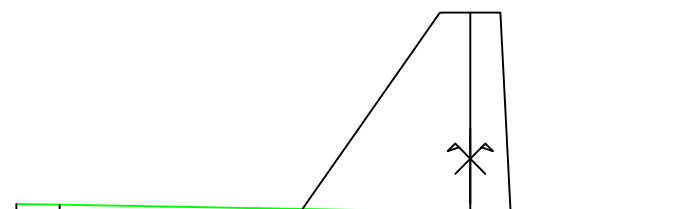
Echelle des longueurs : 1/1000

Profil en long n° : PL1

Echelle des altitudes : 1/1000

X axe : 752641.070

Y axe : 3919907.100



PC : 878.00 m

Altitudes TN	909,96	909,90	908,92	908,53	908,86	909,01
Distances à l'axe TN	-60,000	-54,317	0,000	21,594	27,564	30,000
Distances partielles TN	5,683	54,317	21,594	5,969	2,436	
Altitudes Projet						
Distances à l'axe Projet						
Distances partielles Projet						



Profil n°: 10

Abscisse : 270.000 m

Profil dessiné par Covadis

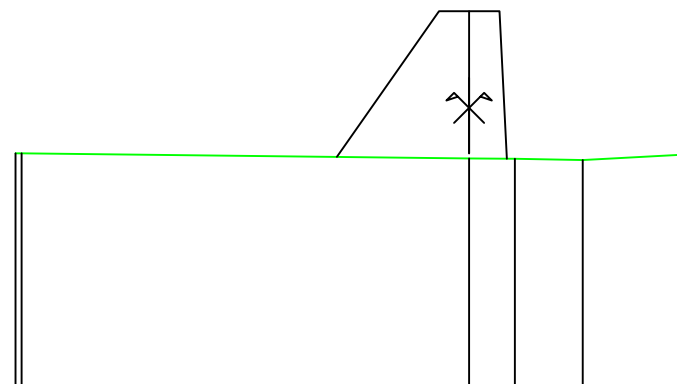
Echelle des longueurs : 1/1000

Profil en long n° : PL1

Echelle des altitudes : 1/1000

X axe : 752581.427

Y axe : 3919913.634



PC : 894.00 m

Altitudes TN	926.16		924.51	924.45	924.29	925.10
Distances à l'axe TN	-59.192		0.000	6.058	15.022	30.000
Distances partielles TN		59.192		6.058	8.963	14.978
Altitudes Projet						
Distances à l'axe Projet						
Distances partielles Projet						



Profil n°: 11

Abscisse : 300.000 m

Profil dessiné par Covadis

Echelle des longueurs : 1/1000

Profil en long n° : PL1

Echelle des altitudes : 1/1000

X axe : 752551.605

Y axe : 3919916.900



PC : 903.00 m

Altitudes TN	933.70	934.07	933.32	933.12	933.47
Distances à l'axe TN	-60.000	-45.634	0.000	11.735	30.000
Distances partielles TN		14.366	45.634	11.735	18.265
Altitudes Projet					
Distances à l'axe Projet					
Distances partielles Projet					