

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT AMENAGEMENT ET GENIE HYDRAULIQUE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

THEME DU PROJET :

**ETUDE DES OUVRAGES ANNEXES DU BARRRAGE DE
BRANIS**

PRESENTE PAR :

Mr Nacer ZADRI

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M M.K.MIHOUBI	Professeur	Président
M D.DJOUDAR	Maître de Conférences (B)	Examineur
M M.D BENSALAH	Maître Assistant (A)	Examineur
M I. ZAIBAK	Maître Assistant (A)	Examineur
M A.ZEROUAL	Maître de Conférences (B)	Promoteur

Session - 2017

DEDICACES

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

- *A mes très chers parents, sans eux ce travail n'aurait jamais vu le jour.*
- *A ma mère qui est un être cher et celle qui ma bercé d'un amour sincère ;*
- *A mon père de qui je tiens ma fierté et ma persévérance*
- *A mes sœurs et mes frères, ma richesse sur cette terre.*
- *A tous mes amis.*
- *A tous mes collègues de L'ENSH.*

REMERCIEMENTS

Avant tout, nous remercions le bon Dieu qui a illuminé notre chemin et qui nous a armés de force et de sagesse, ainsi que la bonne volonté pour achever ce modeste travail.

Ces quelques lignes ne vont jamais exprimer à la juste valeur ma reconnaissance à l'égard de mon promoteur Mr Zeroual Ayoub pour l'aide qu'il m'a offert durant la période de réalisation de ce travail. Toute gratitude à nos professeurs et enseignants qui nous ont guidés au cours de la formation d'ingénieur, et nos respects aux membres de jury qui nous feront l'honneur d'apprécier ce travail.

Je remercie tous le personnel de l'ANBT/DET pour leurs conseils et orientations.

Mes derniers remerciements, mais non les moindres s'adressent à tous mes amis de la promotion, pour avoir beaucoup de sollicitudes et de chaleur humaine dont nous avons tant besoin.

الملخص

في إطار الاستراتيجية الوطنية التي تهدف إلى الحفاظ على الموارد المائية و ترقيتها، تعمل الدولة على تخزين أكبر كمية من المياه. لذا تقوم الوكالة الوطنية للسدود والتحويلات بدراسة و بناء عدد كاف من السدود والحواجز المائية.

هذه المذكرة تتمحور حول دراسة للمنشآت الملحقة لسد برانس بولاية بسكرة, حيث قمنا بدراسة هيدرولوجية. ثم إقترحنا متغيرات لقناة تصريف مفيض الفيضانات في السد لنختار بعدها المتغيرة الأمثل من الجانب التقني و الاقتصادي. و لضمان إستقرار مفيض الفيضانات قمنا بدراسة الهندسة المدنية.

Résumé :

Dans le cadre de la stratégie nationale en matière de promotion du secteur de l'hydraulique par la mobilisation de la ressource en eau, l'ANBT s'est vue attribuer la charge de réaliser des barrages, des retenues collinaires et des transferts.

Ce document représente l'étude des ouvrages annexes du barrage de Branis dans la wilaya de Biskra. Après l'étude de faisabilité, on a fait une partie hydrologique. Ensuite on a proposé des variante pour l'évacuateur des crues (frontal à entonnement latérale et siphon) avant de choisir la plus adéquate du point de vue technique et économique. Et pour assurer la stabilité de cette ouvrage une étude de génie civil a été faite.

Abstract :

Within the framework of the national strategy aimed at preserving water resource, the Algerian state works to store the largest quantity of water. Therefore, the National Agency for dams and transfers studies and builds the largest possible number of dams and small dams.

This document represents the study of the ancillary works of the dam of Branis in the wilaya of Biskra. After the feasibility study, a hydrological part was made. Subsequently, variants were proposed for the spillway (frontal to lateral and siphon) before choosing the most suitable from the technical and economical point of view. And to ensure the stability of this work a study of civil engineering was made.

Sommaire :

INTRODUCTION GENERALE	1
CHAPITRE I. SYNTHESE DE L'ETUDE DE LA DIGUE	2
I.1. INTRODUCTION	2
I.2. SITUATION GEOGRAPHIQUE	2
I.3. SITUATION TOPOGRAPHIQUE ET MORPHOLOGIQUE DU SITE	3
I.4. SITUATION GEOLOGIQUE	3
I.4.1. Géologie régionale	3
I.4.2. Géologie de la zone de l'aménagement	3
I.4.3. Au niveau de la cuvette	4
I.4.4. Au niveau du site d'implantation du barrage	4
I.5. LES TRAVAUX GEOLOGIQUES, GEOTECHNIQUE ET GEOPHYSIQUES	4
I.5.1. Travaux de reconnaissance	4
I.5.2. Résultats pour le site du barrage	5
I.5.3. Zonage géotechnique	8
I.5.4. Etanchéité de la cuvette de retenue	8
I.5.5. Sismicité	9
CHAPITRE II. HYDROLOGIE	10
II.1. INTRODUCTION	10
II.2. LE BASSIN VERSANT	10
II.2.1. Caractéristiques physiques du bassin versant	11
II.2.2. RESEAU D'ECOULEMENT	15
II.3. ETUDE CLIMATOLOGIQUES	17
II.3.1. Température de l'air	18
II.3.2. Humidité	19
II.3.3. Vent	20
II.3.4. Evaporation	21
II.4. PLUVIOMETRIE	22
II.4.1. LES STATIONS ET LES DONNEES DISPONIBLES	22
II.4.2. DETERMINATION DE LA PLUIE ANNUELLE MOYENNE SUR LE BASSIN	22
II.4.3. Tests d'homogenisation	24
II.4.4. L'EXTENSION DES SERIES PLUVIOMETRIQUE	28
II.4.5. Pluies mensuelles sur le bassin versant	29
II.4.6. Les pluies maximales journalieres	32
II.4.7. Pluies de courtes duree	39
II.5. APPORTS	40
II.5.1. Estimation de l'apport moyen par les formules empiriques	41
II.5.2. Par la methode analogique	42
II.5.3. CARACTERISTIQUES D'ECOULEMENT	44
II.5.4. Apports fréquentiels	44
II.6. ETUDE DES CRUES	46
II.6.1. Débits de pointe-Formules empiriques	46
II.6.2. Ajustement statistiques des valeurs observées-Station de Djemmorah	48
II.7. HYDROGRAMME DE CRUE	49
II.8. LA CRUE DU PROJET	52
II.9. LA CRUE DU CHANTIER	54
II.10. ETUDE DES APPORTS SOLIDES	55
II.10.1. Formule de Tixeront	55
II.10.2. Formule de Fournier	56
II.10.3. Formule de Saidi	56

II.11.	REGULARISATION DES DEBITS	57
II.11.1.	<i>Courbe Hauteur Surface Volume</i>	57
II.11.2.	<i>Les besoins</i>	59
II.11.3.	<i>Les apports</i>	59
II.11.4.	<i>Le volume utile</i>	61
II.12.	LAMINAGE DES CRUES	66
II.12.1.	<i>METHODE MUSCKINGUM</i>	67
II.13.	ETUDE D'OPTIMISATION	74
II.13.1.	<i>Revanche</i>	74
II.13.2.	<i>Tassement</i>	75
II.13.3.	<i>Largeur en crête</i>	75
II.13.4.	<i>Calcul des coûts</i>	76
II.14.	CONCLUSION	81
CHAPITRE III. ETUDE DES VARIANTES DE L'EVACUATEUR DE CRUE ET LES OUVRAGES ANNEXES		82
III.1.	INTRODUCTION	82
III.2.	GENERALITE	82
III.3.	LE CHOIX DU TYPE DE L'EVACUATEUR	82
III.4.	EVACUATEUR LATERALE A ENTONNEMENT FRONTALE	83
III.5.	EVACUATEUR EN SIPHON	104
III.6.	DERIVATION PROVISOIRE	107
III.6.1.	<i>Introduction</i>	107
III.6.2.	<i>Dimensionnement de la dérivation provisoire</i>	108
III.6.3.	<i>Succession des travaux</i>	110
III.7.	ETUDE DE LA VIDANGE DE FOND :	111
III.7.1.	<i>Introduction :</i>	111
III.7.2.	<i>Types d'ouvrages de vidange :</i>	111
III.7.3.	<i>Choix du type d'ouvrage vidange de fond :</i>	111
III.7.4.	<i>Recommandation modulées (dispositifs minimums) :</i>	112
III.7.5.	<i>Calcul de la vidange de fond :</i>	112
III.8.	ETUDE DE LA PRISE D'EAU :	115
III.8.1.	<i>Introduction:</i>	115
III.8.2.	<i>Types et emplacements possibles :</i>	115
III.8.3.	<i>Choix de type de prises :</i>	116
III.8.4.	<i>Calcul hydraulique de la conduite de prise d'eau :</i>	116
III.9.	CONCLUSION :	117
CHAPITRE IV. ETUDE GENIE CIVIL		118
IV.1.	INTRODUCTION	118
IV.2.	ETUDE DE STABILITE	118
IV.2.1.	<i>Pré-dimensionnement du déversoir</i>	118
IV.2.2.	<i>Stabilité de déversoir</i>	120
IV.2.3.	<i>Prédimensionnement du coursier</i>	124
IV.2.4.	<i>Stabilité des murs bajoyers</i>	124
IV.3.	CALCUL DE FERRAILLAGE	127
IV.3.1.	<i>Ferraillage du rideau du coursier</i>	127
IV.3.2.	<i>Ferraillage de la semelle</i>	128
IV.3.3.	<i>Ferraillage du rideau du déversoir :</i>	130
IV.3.4.	<i>Ferraillage du radier de déversoir</i>	132
CONCLUSION GENERALE		135
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES		136
ANNEXES		138

Liste des tableaux :

Tableau I-1 Résultats des essais physiques et mécaniques	7
Tableau II-1 La variation des surfaces en fonction des altitudes	13
Tableau II-2 Caractéristiques hydro morphologiques du bassin versant	17
Tableau II-3 Station climatologique disponibles	17
Tableau II-4 Températures à la station de Biskra (° Celsius)	18
Tableau II-5 Températures à la station d'El Kantara (° Celsius)	18
Tableau II-6 Températures à la station d'Arris (° Celsius)	19
Tableau II-7 Humidité relative de l'air-Station de Batna	19
Tableau II-8 Humidité relative de l'air-Station de Biskra	20
Tableau II-9 Vent moyen en (m/s) - Période 1999/2000	21
Tableau II-10 Evaporation sur plan d'eau (mm)	21
Tableau II-11 Stations pluviométriques disponibles	22
Tableau II-12 Méthode des isohyètes	23
Tableau II-13 Les pluies mesurées par la station de Djemmorah	25
Tableau II-14 Les pluies mesurées par la station de Menaâ	27
Tableau II-15 Pluies mensuelles de Branis	29
Tableau II-16 Pluies mensuelles sur le BV	31
Tableau II-17 Pluies maximales journalières de la station de Menaâ	32
Tableau II-18 Résultats d'ajustement (loi de Gumbel)	34
Tableau II-19 Résultats d'ajustement (Loi Lognormale)	35
Tableau II-20 Résultats d'ajustement (Loi log-normale (3 Paramètres.))	36
Tableau II-21 les caractéristiques selon la loi log-normale et celles de l'échantillon	38
Tableau II-22 Précipitation maximale de courte durée	39
Tableau II-23 Stations hydrométriques de Djemmorah	40
Tableau II-24 Apports enregistrés au niveau de la station de Djemmorah	42
Tableau II-25 Apports moyens mensuels estimés au site du barrage de Branis	43
Tableau II-26 Apport moyen	43
Tableau II-27 Ajustement des apports annuels	44
Tableau II-28 La répartition mensuelle de l'apport annuel	45
Tableau II-29 Débit max selon les différentes méthodes	49
Tableau II-30 Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue δ	50
Tableau II-31 Hydrogramme de crue	51
Tableau II-32 Crue de projet recommandée selon ANCOLD, 1986(RIBEIRO, 2009)	52
Tableau II-33 Choix de la crue de projet selon ANCOLD, 1986 (RIBEIRO, 2009)	53
Tableau II-34 Hauteur Surface Volume (retenue de Branis)	57
Tableau II-35 les besoins	59
Tableau II-36 La répartition mensuelle de l'apport annuel du barrage de Branis	59
Tableau II-37 Déversements moyens mensuels du barrage de Bouzina	60
Tableau II-38 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes	62
Tableau II-39 Calcul des pertes	64
Tableau II-40 Régularisation des débits en tenant	64
Tableau II-41 Calcul des pertes	65

Tableau II-42 Après les approximations successives -----	65
Tableau II-43 La courbe caractéristique du barrage -----	71
Tableau II-44 La courbe caractéristique du barrage -----	71
Tableau II-45 résultats de calcul de l'hydrogramme de crue pour une largeur de 40m----	72
Tableau II-46 Caractéristiques de la retenue en fonction des différentes largeurs -----	73
Tableau II-47 Variation de la hauteur du barrage -----	76
Tableau II-48 Les largeurs en crête obtenues par les différentes formules -----	76
Tableau II-49 Cout de la digue selon la largeur B -----	77
Tableau II-50 Coût de déversoir -----	78
Tableau II-51 Coût de coursier en fonction de la largeur diversante -----	79
Tableau II-52 Coût du canal d'approche -----	79
Tableau II-53 Le cout du barrage en fonction de la largeur diversante -----	80
Tableau II-54 Récapitulatif de l'étude de la régularisation et du laminage -----	81
Tableau III-1 Valeurs des paramètres K et n-----	86
Tableau III-2 calcul du profil du déversoir par la méthode WES-----	89
Tableau III-3 Méthode indirecte d'intégration numérique -----	95
Tableau III-4 Les hauteurs du mur bajoyer -----	96
Tableau III-5 Vérification de phénomène d'aération dans le coursier -----	97
Tableau III-6 Dimensions des dents déflectrices -----	99
Tableau III-7 Dimensions du seuil terminal-----	99
Tableau III-8 Courbe de tarage -----	108
Tableau III-9 Résultats du calcul d'optimisation-----	109
Tableau III-10 Calcul du temps de vidange -----	114
Tableau IV-1 Calcul des sous pressions par la méthode de Bligh-----	120

Liste des figures :

Figure I-1 Localisation du site du barrage de Branis	2
Figure I-2 Carte de zonage sismique de l'algerie.....	9
Figure I.II-1 Bassin versant topographique et hydrogéologique	10
Figure II-2 Carte hypsometrique du bassin versant de Branis	13
Figure II-3 Courbe hypsometrique.....	14
Figure II-4 Températures de la station de Biskra	18
Figure II-5 Températures à la station d'El Kantara	18
Figure II-6 Températures à la station d'Arris.....	19
Figure II-7 Humidité relative de l'air-Station de Batna.....	20
Figure II-8 Humidité relative de l'air-Station de Biskra	20
Figure II-9 Evaporation sur plan d'eau (mm) – Répartition mensuelle Foug El Gherza.....	21
Figure II-10 Méthode des isohyètes	23
Figure II-11 Méthode des isohyètes	24
Figure II-12 Double cumul (Djemmourah-Menaa)	28
Figure II-13 Corrélation simple (Djemmourah-Menaa).....	28
Figure II-14 Double cumuls (Menaa-Branis).....	30
Figure II-15 Corrélation simple (Branis-Menaa)	30
Figure II-16Ajustement à la loi de Gumbel	34
Figure II-17 Ajustement à la loi log normale	35
Figure II-18 ajustement (Loi log-normale (3 Paramètres.)).....	37
Figure II-19 La répartition mensuelle de l'apport annuel.....	46
Figure II-20 Hydrogramme de crue selon la période de retour T	52
Figure II-21 Hydrogramme de crue pour un période de retour 1000ans	53
Figure II-22 Hydrogramme de crue pour un période de retour 20ans.....	54
Figure II-23 Courbe Hauteur Surface Volume	58
Figure II-24 Hydrogramme de l'écoulement et de la consommation	61
Figure II-25 Graphe d'exploitation.....	63
Figure II-26 courbe surface-hauteur.....	70
Figure II-27 Laminage par la méthode de Muskingum.....	73
Figure III-1 Composants d'un évacuateur frontal.....	83
Figure III-2 tracé du profil du déversoir par WES	88
Figure III-3 Profil du déversoir	89
Figure III-4 Ligne l'eau dans le coursier	95
Figure III-5 Evacuateur en siphon	105
Figure IV-1 Pré-dimensionnement de l'ouvrage.....	119
Figure IV-2 Représentation des forces agissantes sur le déversoir	122
Figure IV-3 Contraintes agissantes sur la semelle	129

Introduction générale

L'Algérie a connu dernièrement des déficits remarquables dans les eaux brutes, soit pour l'irrigation ou l'alimentation en eaux potables. Donc il est obligatoire d'investir dans la construction des ouvrages hydrautechniques telque les barrages comme une solution pour couvrir le manque enregistré. L'un de ces ouvrages, le barrage de Branis qui va satisfaire les besoins d'une partie de la wilaya de Biskra.

Le barrage est l'un des plus complexes hydrauliques. Il joue de très important rôle le développement et la gestion des ressources hydrauliques ainsi la production électrique. Un barrage est toujours accompagné d'ouvrages annexes qui concernent l'évacuation des crues, la vidange et la prise d'eau, ce qui permet de dire que l'étude des ouvrages annexes au niveau d'un barrage doit avoir de grande prudence.

Cette thèse regroupe les différentes parties d'une étude détaillée des ouvrages annexes du barrage de Branis. Dans ce mémoire on trouve les différentes variantes proposées de l'évacuateur de crue. Et ensuite une étude de stabilité suivi du ferrailage de la variante choisie concernant l'évacuateur de crue et étude sur la dérivation provisoire, la vidange de fond et la tour des prises. Pour ce faire nous allons passer par les parties suivantes :

- Etude de faisabilité
- Etude hydrologique
- Etude des variantes
- Etude génie civil

Chapitre I. SYNTHÈSE DE L'ÉTUDE DE LA DIGUE

I.1. Introduction

Cette partie donne une description des différentes études entamées dans l'étude de faisabilité d'un barrage au niveau de l'Oued Branis qui porte le même nom que l'Oued. Cette étude a comme objectif de donner des justifications convaincantes pour la réalisation d'un tel projet du point de vue économique et besoins, ainsi le choix opté parmi les différentes variantes imposées et ça concerne la digue et les ouvrages annexes.

I.2. Situation Géographique

À environ 18 km au nord de la ville de Biskra et 310 Km au sud-est de la capitale Alger se situe l'aménagement de Branis. Dans la terminaison occidentale du Massif de l'Aurès, à l'extrémité ouest de l'anticlinal du djebel El Azreg (1937m NGA).

Le site prévu pour le barrage est situé en aval de la confluence entre l'Oued Diedari et l'Oued Abdi. L'accès au site depuis l'aval est possible à partir de la RN n° 87, qui relie Biskra à Batna, jusqu'au village de Branis ; une piste carrossable mène jusqu'au village de l'Ouledj situé à la sortie des gorges de l'Oued Abdi. Par l'amont, l'accès au site du barrage et à la zone de la cuvette se fait par la RN n° 87, jusqu'au croisement avec la route CW n° 54, en correspondance de l'Oued Diedari, à environs 3Km de la ville de Guedilla.

Les coordonnées du site sont les suivantes (système UTM Nord Sahara fuseau 31) :

$$X = 753\ 065 ; Y = 3\ 881\ 501 ; Z = 365\ \text{m NGA.}$$

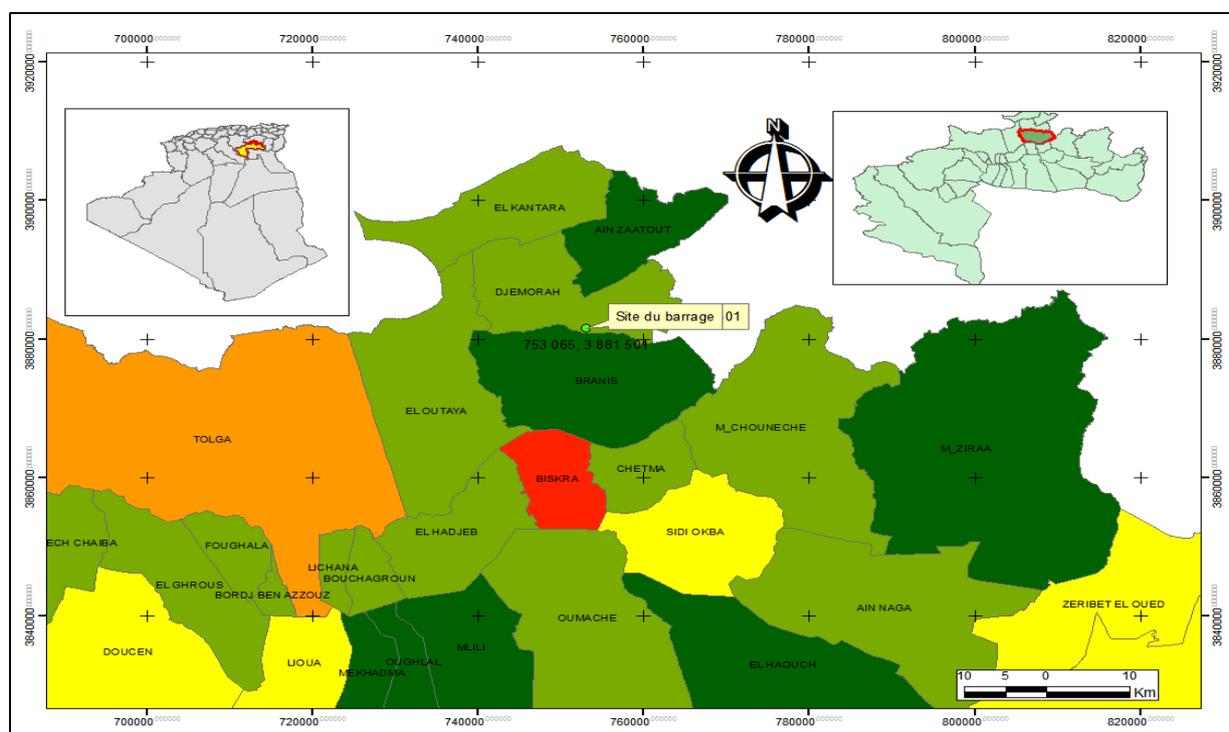


Figure I-1 Localisation du site du barrage de Branis

1.3. Situation topographique et morphologique du site

Au droit du site, l'oued Abdi qui porte ici le nom d'oued Branis creuse une gorge étroite à parois subverticales. La gorge d'orientation Nord-Sud est rectiligne sur les 450 premiers mètres puis décrit une courbe vers l'est à la faveur d'une faille puis reprend la direction initiale sur les 200 derniers mètres pour enfin sortir des formations compétentes au débouché de l'oued en amont du village de Branis. La gorge est extrêmement étroite sur presque toute sa longueur. Sa largeur peut être limitée à seulement quelques mètres notamment à l'entrée de la gorge. Elle ne dépasse pas les 200 mètres à la cote 450 m NGA.

La cuvette à l'amont du site est nettement plus vaste avec un fond plus étroit puis s'évase en hauteur. Sa forme en « T » dans sa partie sud est façonnée par les formations compétentes que constituent les massifs conglomératiques qui bordent les argiles rougeâtres de l'Oligocène. La cuvette devient extrêmement plane au-delà de la RN87 (au Nord).

1.4. Situation géologique

1.4.1. Géologie régionale

Le site de l'aménagement de Branis est situé à environ 18 km au nord de la ville de Biskra, dans la terminaison occidentale du Massif de l'Aurès, à l'extrémité ouest de l'anticlinale du djebel El Azreg (1937m NGA). La région de Biskra se trouve dans la zone de transition entre les deux secteurs suivants :

- Domaine atlasique montagneux et plissé du Nord, constituée par la chaîne orientée SO-NE de l'Atlas saharien et de son prolongement oriental du massif de l'Aurès, culminant à 2328m. le relief est de type jurassien et se présente sous la forme de plis courts et espacés.
- Domaine du Sahara septentrional au Sud, qui se présente sous la forme d'étendues plates et désertiques qui relient par une pente douce les chaînons atlasiques aux étendues sahariennes proprement dites. Il est formé par toute une série de glacis d'érosion modelés par le ruissellement.

Les phénomènes sédimentaires ont eu lieu du Miocène au Quaternaire et en partie à l'actuel. Les parties centrales des bassins sont formées par une suite de vastes dépressions remplies de sédiments quaternaires et mio-pliocènes, séparées par des reliefs montagneux orientée SO-NE, limités ou recoupés par des accidents transverses.

Le substratum sur lequel s'individualisent les formations néogènes (mio-pliocène) de la région de Biskra est formé de dépôts mésozoïques et paléogènes, constitués par des successions de calcaires et calcaire-marneux à poulingues et marnes calcaires.

1.4.2. Géologie de la zone de l'aménagement

La zone qui englobe l'aménagement du projet de construction de barrage de Branis est dominée par les formations géologiques suivantes :

- Dépôts superficiels : Alluvions récents et anciennes/Eboulis de pente/Cônes de déjection torrentielles (Quaternaire) : ils comportent des graviers-sableux et des limons sableux contenant des galets de gravier, des limons de couleur grise avec des cristaux de gypse, des alluvions sableuses et caillouteuses des lits des oueds, des conglomérats à gros blocs.
- Grès et marnes gréseuses grisâtres (Pliocène).

Chapitre I. SYNTHÈSE DE L'ÉTUDE DE LA DIGUE

- Marnes gris-vert gypseuses, argiles marneuses à intercalations gypseuses, calcaire à Algues et conglomérat de base (Miocène inf. et sup.) : cet ensemble est constitué des marnes gris-vert gypseuses avec des intercalations métriques de bancs gypseux ; la série comprend des argiles vertes fossilifères à huîtres au sommet ; Conglomérats, marnes rouges à gypse, grés (Oligocène).

Série marno-calcaire (Turonien - Crétacé supérieur) : dans la zone du projet, la coupe-type du Turonien comprend, du bas en haut, les sous-ensembles suivants : Calcaires à rudistes et à silex, alternances marno-calcaires et calcaires graveleux ferrugineux.

I.4.3. Au niveau de la cuvette

On retrouve en prévalence des terrains d'âge Miocène Pliocène. Les gorges de l'Oued Abdi, au droit du site où est prévu le barrage, sont creusées dans les bancs de calcaires massifs/calcaires marneux du Turonien. Ces formations, au droit du site, ont une orientation de la stratification N 55°÷N 75°E avec des pendages de 45° à 55° vers l'amont de l'oued.

I.4.4. Au niveau du site d'implantation du barrage

Le site du futur barrage est situé dans une gorge très étroite à pentes raides, parfois verticales creusées dans des bancs de calcaires massifs intercalés avec des couches de calcaires marneux.

Amplement exposé, le substratum rocheux est formé par une série de calcaires et calcaires marneux, disposés en lits décimétriques à métriques. Le litage et l'alternance calcaire-calcaires marneux sont mis en évidence par l'érosion différentielle, des creux parfois notables correspondant aux faciès les plus marneux. En dépit de cette distinction nette dans la frange superficielle de rocher, il est vraisemblable que le contraste diminue sensiblement en profondeur, de sorte que la fondation puisse être considérée comme un ensemble relativement homogène. Cette hypothèse est confortée par l'observation des fissures, qui ont une tendance certaine à se refermer au niveau des affleurements de la partie inférieure des rives.

I.5. Les travaux géologiques, géotechnique et géophysiques

I.5.1. Travaux de reconnaissance

Les travaux effectués lors de cette étude sont cités ci-dessous :

I.5.1.1. Sondages

11 sondages carottés totalisant 236 ml dont :

- 3 sondages de 32,5 à 60,0 mètres de profondeur dans l'axe du barrage (S1-S2- S3) ;
- 1 sondage de 30 mètres à l'entrée de la dérivation provisoire (Rive gauche) (S4) ;
- 1 sondage de 30 mètres de profondeur (Col 450 m) (S6) ;
- 1 sondage de 40 mètres de profondeur (Col 430 m) (S7) ;
- 3 sondages de 30 mètres de profondeur chacun (Col 400 m) (S8, S9, S10) ;
- 1 sondage de 20 mètres de profondeur dans la zone d'emprunt argileuse amont (S11) ;
- 1 sondage de 20 mètres de profondeur dans un site potentiel de la carrière (S12).

Les sondages S2, S3, S4 au droit du site, S6, S7, S8 et S10 au droit des cols sont équipés en piézomètres.

Dans ces sondages, ont été réalisés :

- 37 essais Lugeon ;
- 12 essais de type Lefranc ;
- 90 puits de reconnaissance dont : (31 puits de 1,1 à 3,5 mètres de profondeur dans les zones argileuses ; 59 puits jusqu'à 3, 4 mètres de profondeur dans les alluvions grossières).

1.5.1.2. Géophysique

- Sismique : 15 profils sismiques sur les zones d'emprunt, les digues de col et sur l'axe du barrage
- Sondages électriques : 28 sondages électriques en (Différents AB) également sur les zones d'emprunt, les digues de col et sur l'axe du barrage
- Trainée électrique : Une trainée électrique sur la digue de col.

1.5.1.3. Essais au laboratoire

Des essais physiques, mécaniques et chimiques ont été exécutés au laboratoire sur des échantillons prélevés sur les sondages et les puits réalisés sur le site de barrage, les digues de col et dans les zones d'emprunt.

1.5.2. Résultats pour le site du barrage

Les travaux de sondage ont été exécutés par l'entreprise SIFOR, la campagne géophysique par GEOEXPLO et les essais de laboratoire par le LTP Est.

1.5.2.1. Sondages

✓ Sondage S01

Implanté en fond d'Oued, il recoupe de :

- 0.00 à 2.30 m : Des alluvions grossières de 1.0 à 60.0 mm de diamètre ;
- 2.30 à 3.00 m : Des calcaires fracturés à fissures oxydées, parfois karstifiés ;
- 3.00 à 60.0 m : Calcaires compacts et durs, à fissures obliques oxydées, localement fracturés à fissures obliques oxydées, parfois légèrement karstifiés.

✓ Sondage S02

Situé en fond d'oued sur la rive droite, incliné de 30° vers l'aval, il rencontre de :

- à 1.50 m : Des calcaires gris compacts et durs, localement fragmentés ;
- 1.50 à 3.00 m : Des calcaires compacts et durs, avec quelques fissures à remplissage argileux ;
- 3.00 à 6.50 m : Des calcaires compacts contenant parfois des vacuoles centimétriques ;
- 6.50 à 32.5 m : Des calcaires compacts parfois fracturés, avec des fissures oxydées légèrement karstifiés, légèrement vacuolaires par endroits.

✓ Sondage S03

Situé en fond d'Oued du côté de la rive gauche, incliné de 30° vers l'aval, il recoupe de :

- à 2.00 m : Des calcaires compacts et durs, avec des fissures obliques et horizontales oxydées, remplies d'argiles rougeâtres ;

Chapitre I. SYNTHÈSE DE L'ÉTUDE DE LA DIGUE

- 2.00 à 10.0 m : Des calcaires compacts à fissures obliques, oxydées, parfois localement vacuolaires ;
- 10.0 à 32.5 m : Des calcaires compacts fracturés par endroits, à fissures obliques et verticales oxydées, légèrement vacuolaires.

Concernant la présence éventuelle de karst, les résultats des essais d'eau montrent une perméabilité très faible du massif et qui diminue encore avec la profondeur. Il est donc supposé que les vacuoles relevées dans certains sondages au droit de l'axe du barrage ne sont pas connectées entre elles par un réseau de fracturation. De plus, les levés de surface n'ont pas montré la présence de karst. L'extension et le dimensionnement du voile d'étanchéité et de drainage a été fait en tenant compte de ces éléments de façon à limiter les circulations d'eau dans le massif rocheux.

Toutefois, une vérification du niveau de karstification du massif calcaire est effectuée en réalisant deux galeries de reconnaissance en rive, à mi-hauteur de 50 mètres chacune.

✓ Sondage S04 :

Situé en fond d'oued en rive gauche, à l'entrée de la galerie de dérivation, il rencontre de :

- à 2.50 m : Des argiles brunes gravelo-caillouteuses (Terrasse) ;
- 2.50 à 6.00 m : Des alluvions grossières de 1.0 à 60.0 mm de diamètre ;
- 6.00 à 30.0 m : Des conglomérats grisâtres-blanchâtres, compacts.

La taille des éléments oscille entre 0.2 et 7.0 cm de diamètre. Ces conglomérats sont généralement oxydés sur les plans de fissures subverticales et parfois subhorizontales, très légèrement vacuolaires (taille est inférieure à 2.0 cm).

1.5.2.2. Essais de perméabilité Lugeon

26 essais de perméabilité du type Lugeon ont été effectués de façon systématique dans les sondages carottés par passes de 3 à 5 m. Au droit du barrage, 50% des essais présentent des valeurs inférieures à 5UL dont 8 mesures inférieures à 1UL. 35% des essais donnent des valeurs comprises entre 5 et 10 UL, 15% des valeurs dépassent 10 UL.

Pour les 3 essais effectués dans les conglomérats du S4, les résultats obtenus sont inférieurs à 1UL. Ces faciès seraient totalement étanches.

Les perméabilités évoluent fortement avec la profondeur. Au-delà de 30 à 35 m, celles-ci sont pratiquement nulles.

1.5.2.3. Niveau de la nappe

Quelques mesures des niveaux piézométriques dans les sondages du site du barrage ont pu être réalisées avant l'endommagement des têtes des piézomètres S2 et S3 par une crue de l'oued. Les mesures disponibles du niveau de la nappe montrent un niveau relativement stable qui est toujours très proche du niveau de l'oued.

Les accès très difficiles aux talus des rives, sans la réalisation de pistes couteuses mobilisant des moyens importants, n'ont pas permis de réaliser des sondages dans les parties hautes et médianes de l'axe afin d'y mesurer la nappe et ses fluctuations.

Il est important de connaître les niveaux de la nappe en fond d'oued mais également au niveau des rives et de suivre la piézométrie durant au moins un cycle hydrique pour savoir

schématiquement si c'est l'oued qui alimente la nappe ou si c'est la nappe qui est drainée par l'oued.

Des sondages ont été proposés au stade Avant-projet détaillé pour être équipés en piézomètres, implantés nécessairement en rive pour le suivi de la nappe : leur réalisation nécessite des pistes d'accès aux points de sondages qui seront très difficiles à réaliser et donc coûteuses.

Nos observations le long de la gorge en fond de vallée ne relèvent aucune source émergeant au pied du massif.

1.5.2.4. Essais géotechniques

Les essais géotechniques effectués sur les échantillons prélevés dans les sondages donnent les résultats repris dans le tableau ci-dessous.

Tableau I-1 Résultats des essais physiques et mécaniques

Sondage	Profondeur (m)	Densité	Rc		Rt
			Nat	Sat	
-	-	δ_h	Nat	Sat	
S1	6,29-7,73	2,66	-	-	7,7
	25-25,47	2,67	113,72	79,13	-
	43,35-43,73	2,64	-	-	5,5
	46-46,39	2,67	71,95	81,60	-
S2	3,44-3,85	2,65	-	-	-
	5,73-6,00	2,67	57,45	88,05	-
	16,10-16,43	2,69	-	-	10,70
	21-21,60	2,67	50,85	51,08	-
S3	2,28-3,01	2,68	80,70	74,86	7,9
	4,00-4,43	2,65	92,66	21,22	8,2
	5,23-5,59	2,62	130,99	56,30	6,9
	11,58-11,95	2,66	-	-	5,5
	14,00-14,33	-	104,19	56,20	-
	15,70-16,1	2,69	-	-	-
	24,63-25,29	2,66	-	-	10,6
32,13-32,40	2,67	47,71	84,80	-	
S4	8,59-9,00	2,64	-	-	6,50
	11,66-12,00	2,63	7,98	28,60	-
	17,06-17,47	2,64	-	-	7,60
	22,25-22,54	2,67	73,95	50,30	-
	26,30-26,65	2,66			8,90
Maximum		2,69	130,99	88,05	10,70
Moyen		2,66	75,65	61,10	7,82
Minimum		2,62	7,98	21,22	5,50

Rc : résistance à la compression ;

Rt : résistance à la traction ;

En moyenne, les valeurs à l'état sec sont de 75,65MPa tandis qu'à l'état saturé, celles-ci sont égales à 61,1MPa, ce qui dénote une excellente résistance mécanique du rocher de fondation d'une part et une faible variation de ce paramètre avec la saturation.

1.5.2.5. Campagne géophysique

De quelques courts profils sismiques réalisés sur les formations rocheuses de la gorge montrent des faciès fermes, compacts avec des vitesses supérieures à 3000 m/s allant jusqu'à 4000 m/s.

Une zone à faible vitesse est relevée en surface. Elle correspondrait à un niveau plus altéré et décomprimé de surface d'une épaisseur de 1 à 3 mètres avec une vitesse de 1000 m/s.

En conclusion, les caractéristiques géo-mécaniques de la fondation sont parfaitement adaptées pour un ouvrage rigide en béton. Compte tenu de la présence de formations calcaires plus ou moins fissurées, l'aspect qui mérite une attention particulière est l'étanchéité de la fondation. L'alternance des couches calcaires avec des couches plus marneuses, ainsi que le pendage vers l'amont au droit du site sélectionné, constituent des éléments favorables pour l'étanchéité en grand.

Les essais de perméabilité réalisés dans les sondages sur site jusqu'à des profondeurs importantes confirment que le massif a une perméabilité faible à très faible.

1.5.3. Zonage géotechnique

Les reconnaissances effectuées sur le site permettent de préciser un modèle géologique et géotechnique avec une précision suffisante au stade actuel des études (Faisabilité).

Les terrains impactés par le barrage et ses ouvrages annexes sont :

- ❖ Conglomérats massifs, hétérométriques de l'Oligocène à pendages amont, sur tout sur le tracé de la DP (S4) avec une résistance mécanique assez forte (Densité moyenne = 2.65 et RC moyen 41 Mpa). Ces matériaux ont une perméabilité faible (<1UI). Le RQD est faible sur les 20 premiers mètres (<50%) et devient moyen à fort au-delà (>50%).
- ❖ Calcaires compacts et durs du Turonien qui sont métriques à plurimétriques à pendages amont (40°), à fractures subverticales d'orientation amont – aval. La densité est de 2.66 avec une résistance à la compression simple très élevée de l'ordre de 76 Mpa. Le RQD est moyen à fort au-delà des premiers mètres >50%. La perméabilité de ces faciès est faible à moyenne sur les 30 premiers mètres puis devient très faible au-delà < 1 UI. Les vitesses sismiques enregistrées dans ces terrains sont de l'ordre de 1000 m/s sur les trois premiers mètres (zone décomprimée et altérée) et 3000-4000 m/s au-delà, ce qui correspond à un terrain de bonne qualité, ce que confirment les résultats mécaniques obtenus en laboratoire.
- ❖ Au droit de l'axe, les formations alluviales sont peu développées (moins de 3m de profondeur).

1.5.4. Etanchéité de la cuvette de retenue

Les faciès de l'Oligocène qui couvrent la partie aval et centrale de la cuvette ainsi que les formations du Miocène qui couvrent la zone amont de celle-ci sont en général à faciès argileux excepté les conglomérats. L'orientation générale de la structure est sensiblement Est-Ouest.

Les formations argileuses sont totalement étanches comme l'attestent les essais Lugeon et Lefranc réalisés dans la zone des cols.

Les conglomérats par contre peuvent paraître perméables. Les essais d'eau du type Lugeon effectués dans le sondage S4 qui traverse ces faciès donnent des résultats de perméabilité très faibles, ce qui témoigne de l'étanchéité de ces faciès.

En général donc, la cuvette est totalement étanche. Il faut noter que les argiles de l'Oligocène ainsi que celle du Miocène qui recouvrent la retenue, renferment de nombreuses paillettes millimétriques à centimétriques de gypse. En tout état de cause, ce gypse ne pose pas de problème vis-à-vis de l'étanchéité de ces formations, dont la puissance est largement supérieure à plusieurs dizaines de mètres. En cas de dissolution du gypse, il n'existe pas de vallée à l'aval suffisamment proche pour qu'une possibilité de cheminement préférentiel depuis la future retenue puisse se créer.

Afin de limiter l'impact sur la qualité des eaux, l'affleurement gypseux de faible étendue cartographié au bord nord de la RN87 devra être recouvert par un tapis d'argile ce qui permettra de le mettre à l'abri d'un contact permanent avec les eaux de la retenue.

1.5.5. Sismicité

Le barrage de Branis est considéré de la zone 1 comme le montre la carte de zonage sismique de l'Algérie.

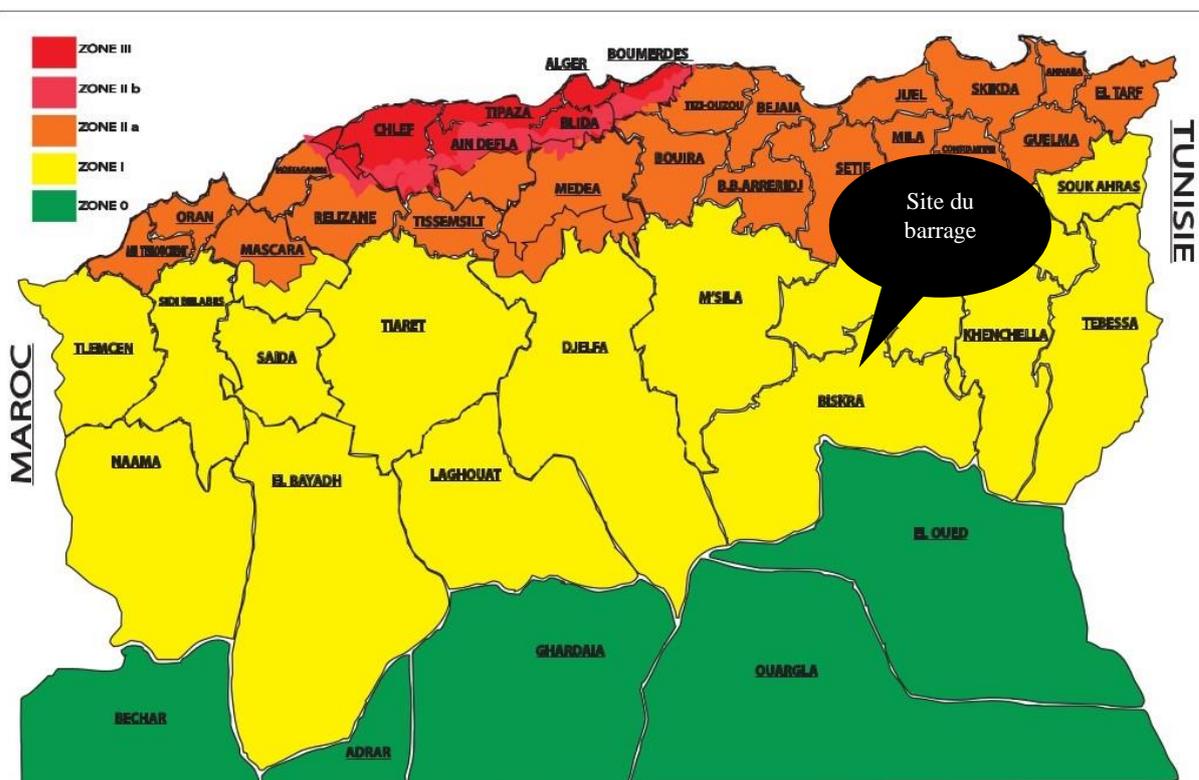


Figure I-2 Carte de zonage sismique de l'Algérie (RÈGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES RPA2003)

Les valeurs d'accélération au sol ont été déterminées pour le site de Branis. Selon des données du RPA, on a la valeur suivante :

- Accélération: $a = 0.12g$;

Chapitre II. HYDROLOGIE

II.1. Introduction

L'hydrologie se définit comme l'étude de cycle de l'eau et l'estimation des différents volumes et débits qui traversent chacune de ses étapes. Elle étudie les eaux sur la terre, leur circulation, leurs propriétés physiques et chimiques ainsi que leurs réactions vis-à-vis l'environnement et l'être vivant.

Le dimensionnement des ouvrages hydrauliques est toujours lié à une bonne estimation du volume d'eau, des débits disponibles ainsi que des débits extrêmes (crues ou étiages).

II.2. Le bassin versant

Un bassin versant représente la section drainée par le cours d'eau et ses affluents en amont d'un point nommé exutoire.

La limitation des bassins versant est fixée en général par la détermination des lignes des partages des eaux qui sont fixées à partir de la topographie. Cette étape se fait soit par des cartes topographiques ou à partir des MNT (modèles numériques du terrain).

On distingue deux (02) types des bassins versants (Figure 1) :

- Bassin versant topographique :

Pour un sous-sol imperméable, le cheminement d'eau sera déterminé par la topographie. La limitation du bassin versant dans ce cas sera par des lignes de crête et des lignes de plus grande pente.

- Bassin versant hydrogéologique :

Dans le cas du bassin versant hydrogéologique on intègre les déplacements des eaux souterraines infiltrées soit par entrer ou sortir du bassin versant sans négliger les eaux ruisselées. On prenne comme tel considération pour les sous-sols perméables.

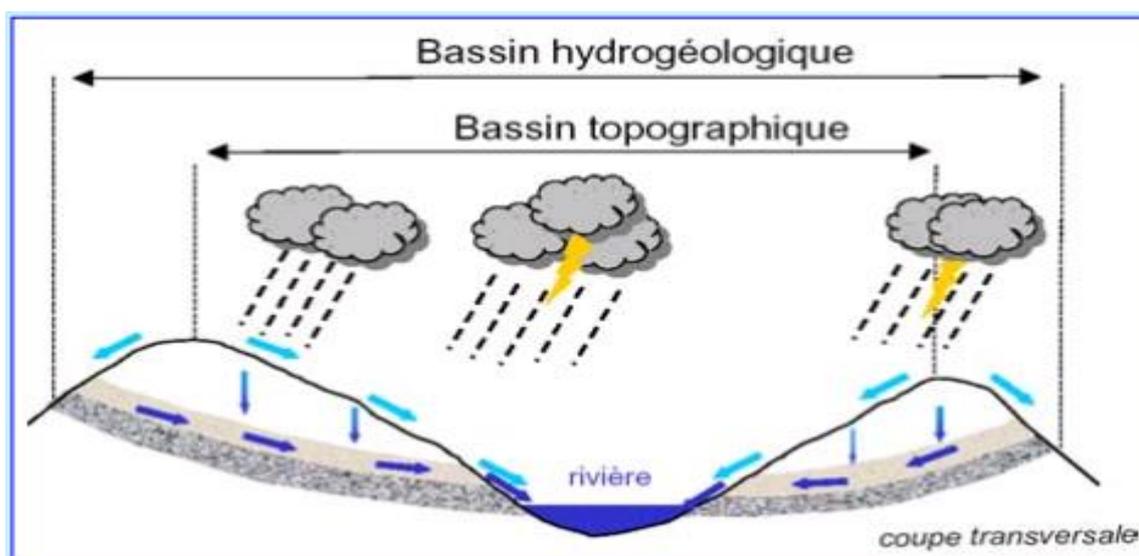


Figure I.II-1 Bassin versant topographique et hydrogéologique

En limitant le bassin versant par le traçage des lignes des partages des eaux on peut déterminer les différents caractères de notre bassin dont les caractéristiques physiques et morphologiques.

Le bassin versant de Branis qui appartient au grand bassin versant hydrologique 06 de Chott El Melhrir est de type endoréique. Il se situe à 200Km environ de la côte méditerranéenne dans la zone semi-aride au Nord Est de l'Algérie. Il draine d'une part les eaux de pluies qui tombent sur les monts du Djebel Mahmel et d'autre part les pluies qui tombent sur la partie méridionale, en l'occurrence sur les monts du Djebel El Azreg et du Djebel Bous.

Avant le raccordement de l'oued de Bouzina avec oued Abdi c'est projeté un barrage qui cumule les eaux du sous bassin Bouzina qui est une partie du bassin versant de Branis. Le sous-bassin versant de Bouzina est superficié de 162Km².

II.2.1. Caractéristiques physiques du bassin versant

Dans un bassin versant, on peut retenir 3 caractères physiques principaux :

- La surface A.
- L'indice de compacité, ou coefficient de forme C.
- L'indice de la pente I_p.

Un caractère secondaire, l'indice de pente global I_G, et trois (03) caractères intermédiaires de calcul : le périmètre P, la dénivelée totale D et la longueur du rectangle équivalent L.

II.2.1.1. Caractéristiques géométriques

C'est déterminé géométriquement par mesure à l'échelle après la limitation du bassin versant :

- La surface totale $A_t = 600 \text{ Km}^2$.
- La surface sans le sous bassin Bouzina $A = 438 \text{ Km}^2$
- Le périmètre $P = 164.53 \text{ Km}$.
- Longueur du talweg principale : $L = 76.4 \text{ Km}$
- Altitudes maximum $H_{max} = 2321 \text{ m}$.
- Altitude minimum $H_{min} = 382 \text{ m}$.
- Altitude moyenne (calculée) $H_{moy} = 1219 \text{ m}$.

II.2.1.2. Caractéristiques de forme

La forme d'un bassin versant influence l'allure de l'hydrogramme à l'exutoire du bassin versant. Par exemple, une forme allongée favorise, pour une même pluie, les faibles débits de pointe de crue, ceci en raison des temps d'acheminement de l'eau à l'exutoire plus importants.

Indice de compacité de Graveluis K_c (1914)

C'est une caractéristique de la forme du bassin versant. Il est défini comme étant le rapport du périmètre du bassin au périmètre du cercle ayant la même surface.

$$K_c = \frac{P}{2\sqrt{\pi A}} \approx 0.28 \frac{P}{\sqrt{A}} \quad (II.1)$$

Avec :

K_c : Indice de compacité.

P : Le périmètre du bassin versant (Km).

A : La section du bassin versant (Km²).

Pour $A = 438 \text{ Km}^2$ et $P = 164.53 \text{ Km}$ $K_c = 2.20$.

Avec un coefficient de compacité $K_c = 2.20$ on peut dire que le bassin versant dans notre cas est très allongé.

Coefficient d'allongement

Ce coefficient est obtenu par la relation :

$$C_a = L^2 / S \quad (II.2)$$

L : la longueur du talweg principal (Km)

S : la superficie du bassin versant. (Km²)

$$C_a = 4.98$$

Rectangle équivalent ou rectangle de Graviuis

Le rectangle équivalent au bassin a même surface, même périmètre (donc même indice de compacité) et même hypsométrie. Il facilite la comparaison entre les bassins versants du point de vue de leur influence sur l'écoulement. Les courbes de niveau sont des droites parallèles aux petits côtés du rectangle et l'exutoire est l'un de ces petits cotés.

$$L = \frac{K_c * \sqrt{S}}{1.12} * \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K_c} \right)^2} \right) \quad (II.3)$$

$$l = \frac{K_c * \sqrt{S}}{1.12} * \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K_c} \right)^2} \right) \quad (II.4)$$

Pour $K_c = 2.20$ $A = 438 \text{ Km}^2$

On trouve $L = 76.49 \text{ Km}$ ET $l = 5.73 \text{ Km}$

II.2.1.3. Paramètre des reliefs

Cartes hypsométrique

L'altitude à une influence importante sur plusieurs facteurs hydrologiques, alors l'étude de l'hypsométrie est importante pour un bassin versant en calculant l'aire de chaque tranche d'altitude. Ce qui permet par la suite de dessiner la carte hypsométrique et révéler la répartition des altitudes sur l'ensemble du bassin versant.

Tableau II-1 La variation des surfaces en fonction des altitudes

Altitudes m	Sufaces (Km2)	Sufaces (%)	Surfaces Cumulées (%)
364 - 400	0.07	0.02	0.02
400 - 600	22.21	5.07	5.09
600 - 800	38.36	8.76	13.85
800 - 1000	69.71	15.92	29.77
1000 - 1200	76.75	17.53	47.30
1200 - 1400	71.47	16.32	63.63
1400 - 1600	72.53	16.57	80.19
1600 - 1800	59.96	13.69	93.89
1800 - 2000	22.29	5.09	98.98
2000 - 2200	3.79	0.86	99.84
2200 - 2321	0.68	0.16	100.00

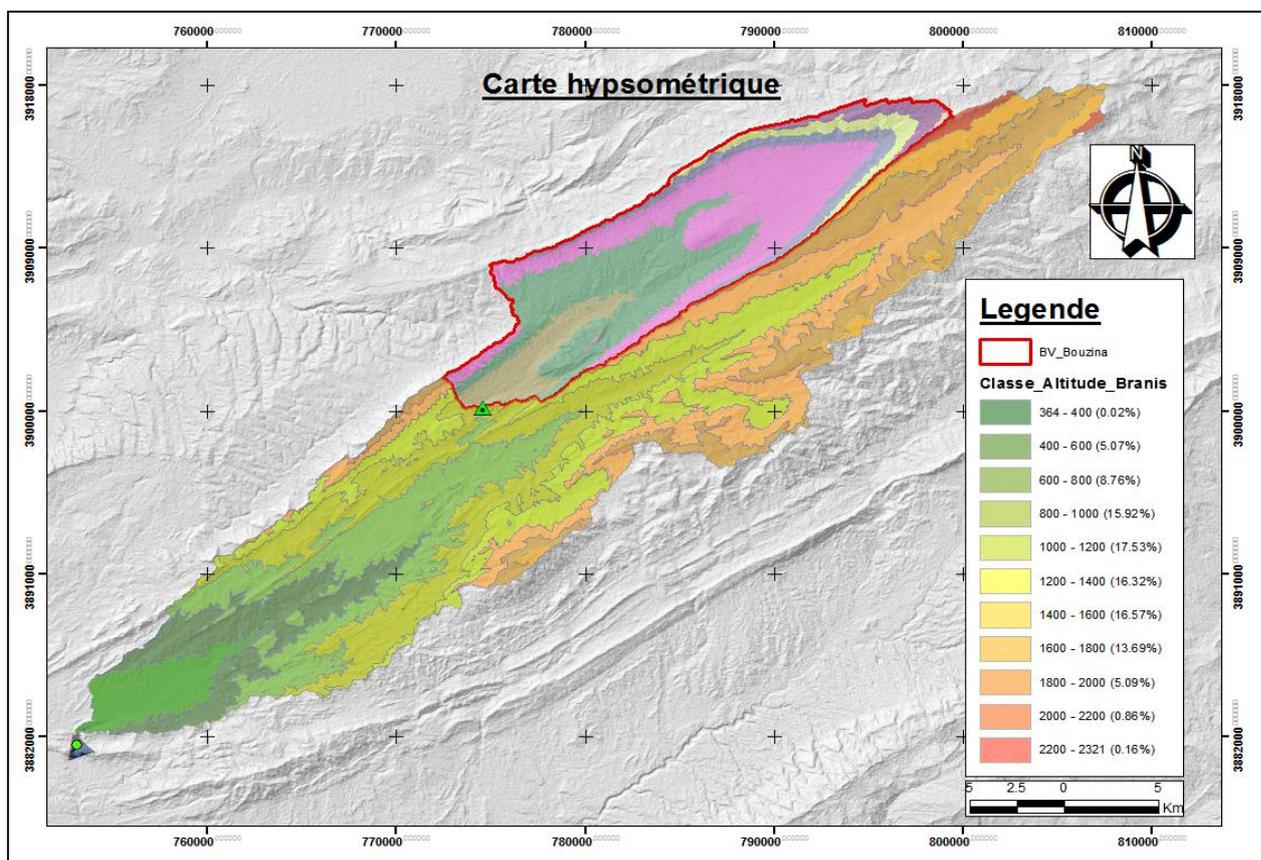


Figure II-2 Carte hypsometrique du bassin versant de Branis

La courbe hypsométrique

C'est une présentation graphique de la variation des surfaces en fonction de ses altitudes.

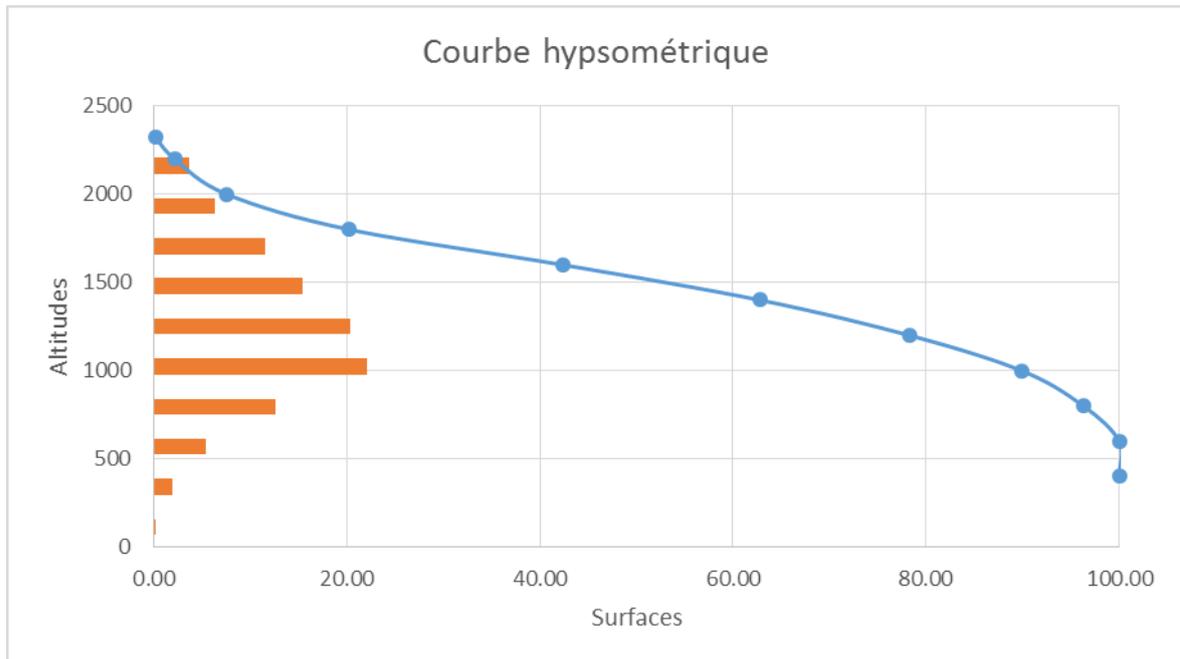


Figure II-3 Courbe hypsométrique

A partir des courbes hypsométriques on tire les différentes altitudes caractérisant le bassin :

Altitudes	Valeur (m.NGA)
H_{moyenne}	1235
H_{médiane}	1215
H_{95%}	542
H_{5%}	2100
H_{max}	2321
H_{min}	364

Le dénivelé utile est la différence entre l'altitude 5% et l'altitude 95 % :

$$D_u = H_{5\%} - H_{95\%} = 1558 \text{ m}$$

II.2.1.4. Les indices caractérisant les pentes du bassin

Ces indices sont utiles dans les comparaisons et les classifications. Les indices de pente se déterminent à partir de la connaissance de la répartition hypsométrique sur le bassin :

$$\text{Indice de pente globale : } I_g = \frac{D_u}{L} = \frac{1558}{76.49} = 0.020 \text{ m/m}$$

$$\text{Dénivelée spécifique : } D_s = 376 \text{ m}$$

Selon l'office de la recherche scientifique et technique outre-mer (ORSTOM) on peut faire une classification des reliefs suivant le tableau suivant :

Relief	Ds(m)
Très faible	Ds<10
Faible	10<Ds<25
Assez faible	25<Ds<50
Modéré	50<Ds<100
Assez modéré	100<Ds<250
Fort	250<Ds<500
Très fort	Ds>500

Pour notre cas $D_s = 376$ m ; donc des forts reliefs.

Hmoyenne (m)	1235
Hmédiane (m)	1215
H95% (m)	542
H5% (m)	2100
Hmax (m)	2321
Hmin (m)	364

II.2.2. RESEAU D'ECOULEMENT

II.2.2.1. Densité de drainage D_d

« Elle reflète la dynamique du bassin versant, la stabilité du chevelu hydrographique et le type de ruissellement de surface » (TOUAÏBIA, 2004).

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S} \quad (II.5)$$

Avec :

L_i : Longueur de la cour d'eau d'ordre i (Km).

S : Surface du bassin versant (Km²).

Ordre	1	2	3	4
Longueur (Km)	16.393	78.004	46.185	46.736

$$D_d = \frac{16.393+78.004+46.185+46.736}{438} = 0.428 \text{ Km/Km}^2$$

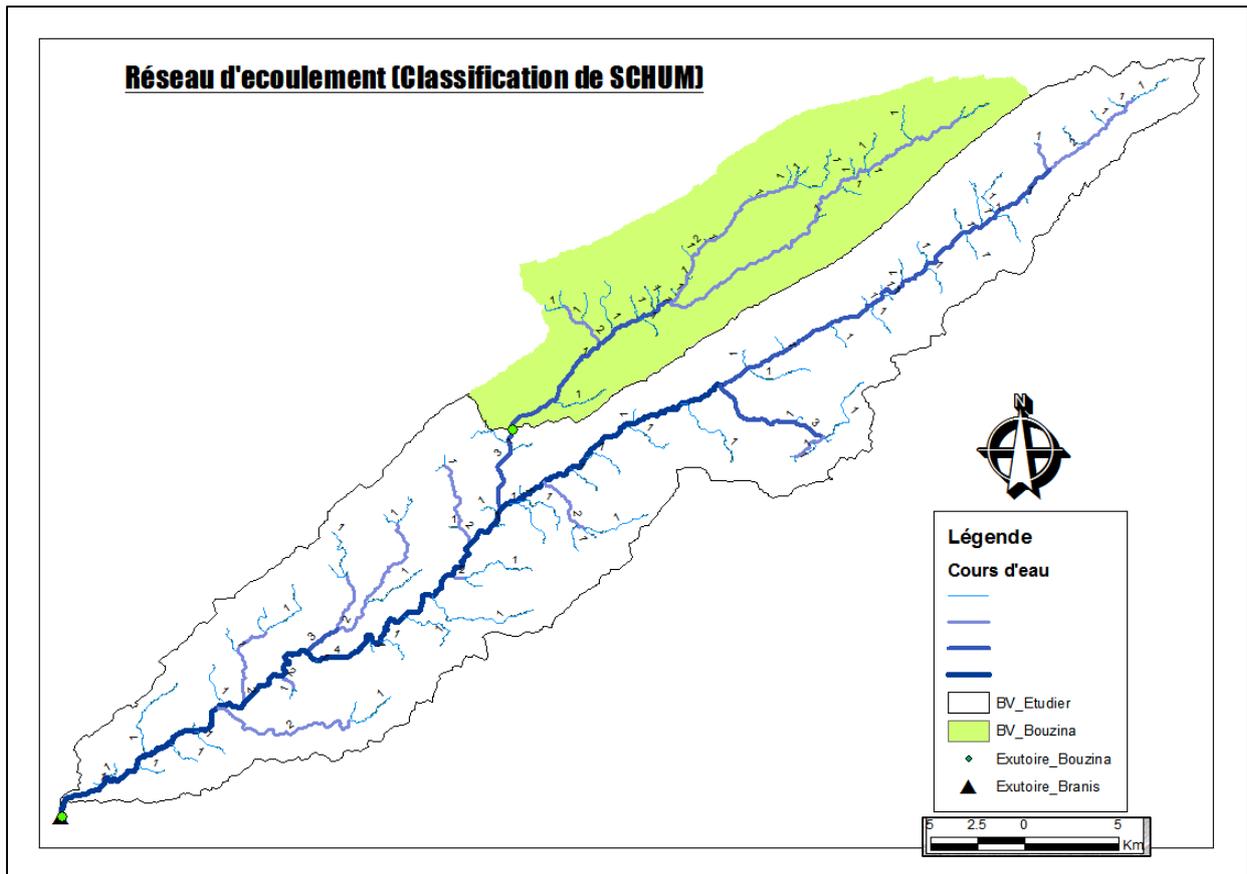


Figure II-4 Réseau hydrographique (Classification de SCHUM)

II.2.2.2. Temps de concentration

Le temps de concentration est le temps qui sépare la fin de la pluie efficace de la fin du ruissellement direct. « C'est le temps que met une goutte d'eau tombée sur le point le plus éloigné en amont du bassin versant pour arriver à l'exutoire » (TOUAÏBIA, 2004).

On utilise la formule de Giandotti (1937) :

$$t_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L_{cp}}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \quad (II.6)$$

Avec :

S : Surface du bassin versant (Km²)

L_{cp} : Longueur du cours d'eau principale (Km)

t_c : Temps de concentration (h).

H_{moy} : Altitude moyenne (m)

H_{min} : Altitude minimale (m)

On a $S = 438\text{Km}^2$ $L_{cp} = 76.4\text{Km}$ $H_{moy} = 1235\text{m}$ $H_{min} = 364\text{m}$
 Donc $t_c = 8.57\text{ h}$

II.2.2.3. Vitesse de propagation de la crue

$$V_r = \frac{L_{cp}}{t_c} \quad (II.7)$$

$$V_r = 9.1 \text{ Km/h}$$

Tableau II-2 Caractéristiques hydro morphologiques du bassin versant

Désignation	Symbole	Unités	Valeur	
Superficie	S	Km ²	438	
Périmètre	P	Km	164.53	
Longueur du thalweg	L	Km	76.4	
Indice de compacité	KC	-	2.20	
Coefficient d'allongement	Ca	-	4.98	
Rectangle équivalent	Longueur	Lr	Km	76.49
	Largeur	lr	Km	5.73
Altitudes	Maximale	Hmax	M	2321
	Moyenne	Hmoy	M	1235
	Médiane	Hmed	M	1215
	Minimale	Hmin	M	364
Indice de pente globale	Ig	m/Km	20.35	
Densité de drainage	Dd	Km/km ²	0.428	
Coefficient de torrentialité	Ct	-	0.091	
Temps de concentration	Tc	H	8.57	
Vitesse de ruissellement	Vr	Km/h	9.10	

II.3. Etude climatologiques

Cette étude climatologique a comme objectif de fournir des informations concernant le climat. Ces informations sont nécessaires pour la conception du barrage et de ses ouvrages annexes. Pour faire une telle étude des stations climatologique situées dans la zone d'étude et aux environs immédiats sont nécessaires.

Pour le cas du barrage de Branis trois (03) stations disponibles dans la zone.

Tableau II-3 Station climatologique disponibles

Nom de la station	Latitude	Longitude	Altitude	Période
Biskra	34°48'N	05°44'E	82	30
Batna	35°45'N	06°19'E	822	30
Bou Saada	35°20'	04°12'E	459	20

II.3.1. Température de l'air

L'observation des températures mesurées par les différentes stations nous montre une grande variété entre les différentes saisons. Les résultats des trois stations montrent que les mois les plus chaudes sont : « Juin, Juillet et Août » avec des températures moyennes qui varient entre 22°C et 34°C. Pour la période la plus froide « Décembre, janvier et février » sont les mois dont les températures sont basses telles qu'elles sont inférieures à 15°C.

Tableau II-4 Températures à la station de Biskra (° Celsius)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Année
Max	34	28	22	17	17	19	22	26	32	37	40	34	27
Moy	29	23	17	13	12	14	17	21	26	31	34	34	23
Min	23	18	12	8	7	11	15	24	27	23	18	12	17

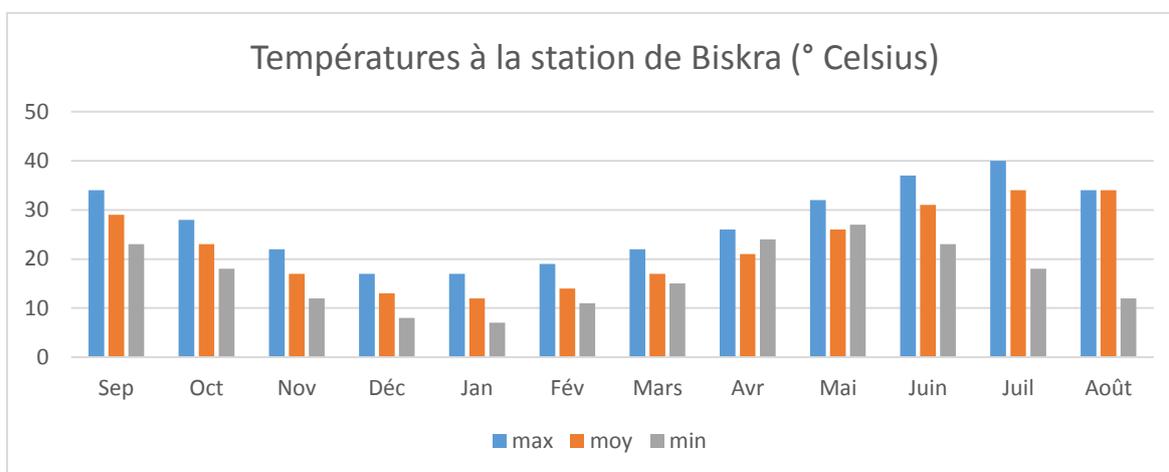


Figure II-4 Températures de la station de Biskra

Tableau II-5 Températures à la station d'El Kantara (° Celsius)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Année
max	31	25	18	12	11	15	19	22	23	33	37	35	24
moy	24	19	13	7	7	10	13	16	20	26	28	24	18
min	17	13	4	3	3	5	7	10	13	19	21	21	12

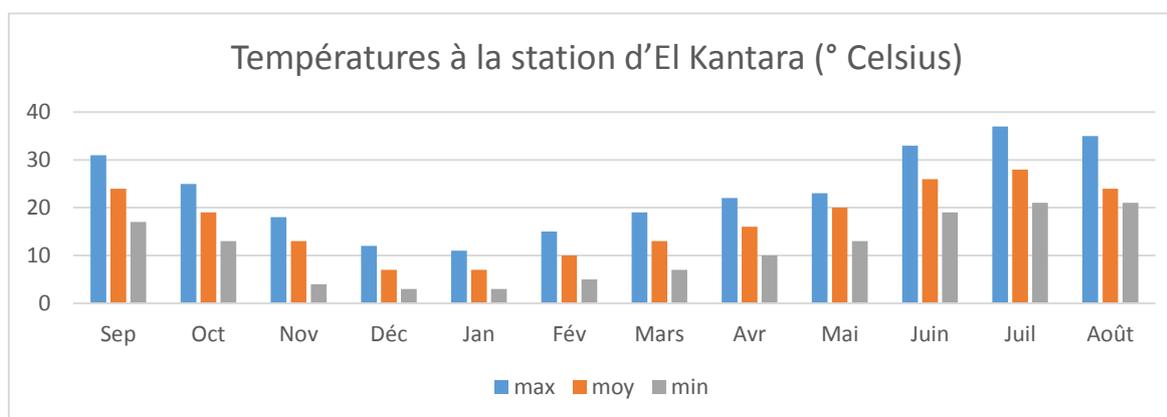


Figure II-5 Températures à la station d'El Kantara

Tableau II-6 Températures à la station d'Arris (° Celsius)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Année
Max	25	20	15	10	10	12	14	20	22	29	32	31	20
Moy	20	15	10	6	5	7	9	13	16	22	25	24	14
Min	14	10	5	2	0	2	4	6	10	15	18	14	8

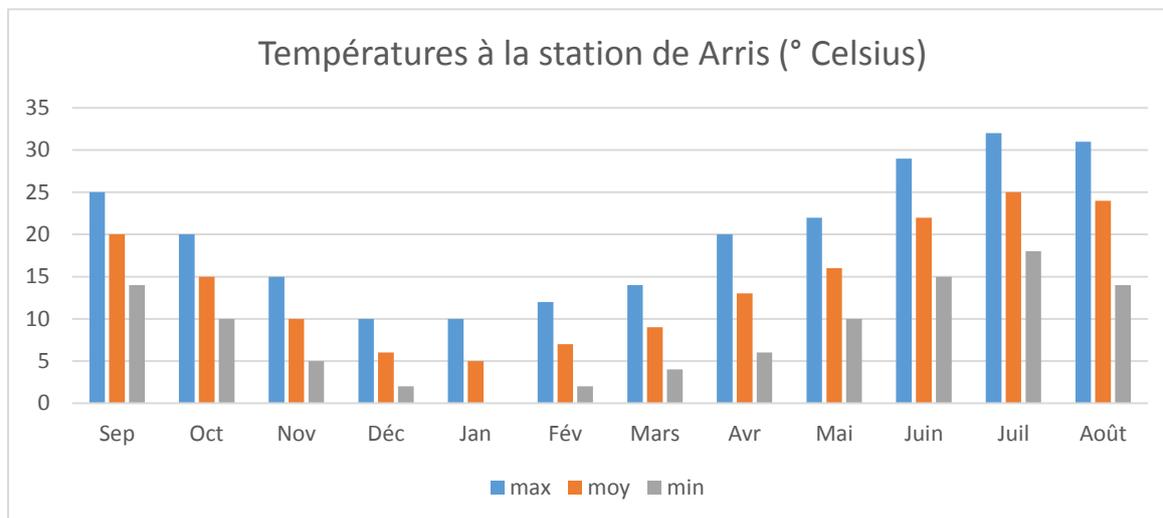


Figure II-6 Températures à la station d'Arris

II.3.2. Humidité

Pour tenir compte les effets d'évaporation pendant l'étude d'un barrage il faut prendre en considération l'importance du taux d'humidité qui caractérise le pouvoir évaporant de l'air.

Deux station sont concernée d'étudier le degré hygrométrique dans la zone d'étude. Les stations sont la station de Batna et celle de Biskra. Les valeurs du taux d'humidité relevées 3 fois par jours au sein de ces stations.

Le taux d'humidité selon les deux stations est relativement faible. Les valeurs du taux d'humidité varient entre 34% et 71% pour la station de Batna et entre 26% et 60% pour Biskra avec une moyenne annuelle de 53% pour Batna et 44% seulement pour Biskra.

Tableau II-7 Humidité relative de l'air-Station de Batna

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Année
7h	57	72	79	86	85	80	72	59	54	45	49	72	66
13h	32	44	52	56	56	53	45	34	34	29	22	23	40
18h	45	59	68	71	69	68	56	46	44	41	32	31	53
H(%)	45	58	66	71	70	67	58	46	44	38	34	42	53

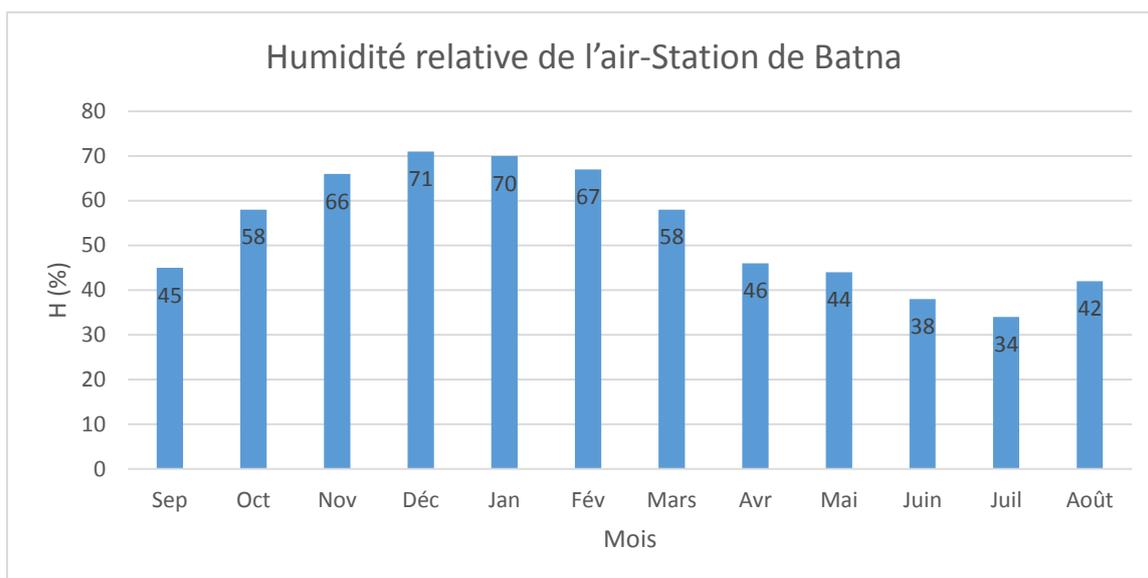


Figure II-7 Humidité relative de l'air-Station de Batna

Tableau II-8 Humidité relative de l'air-Station de Biskra

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Année
7h	50	57	64	69	69	62	58	47	47	42	36	38	53
13h	34	39	45	49	52	44	40	32	32	27	20	25	37
18h	35	46	54	61	59	55	44	33	32	27	21	26	41
H(%)	40	47	54	60	60	54	47	37	37	32	26	30	44

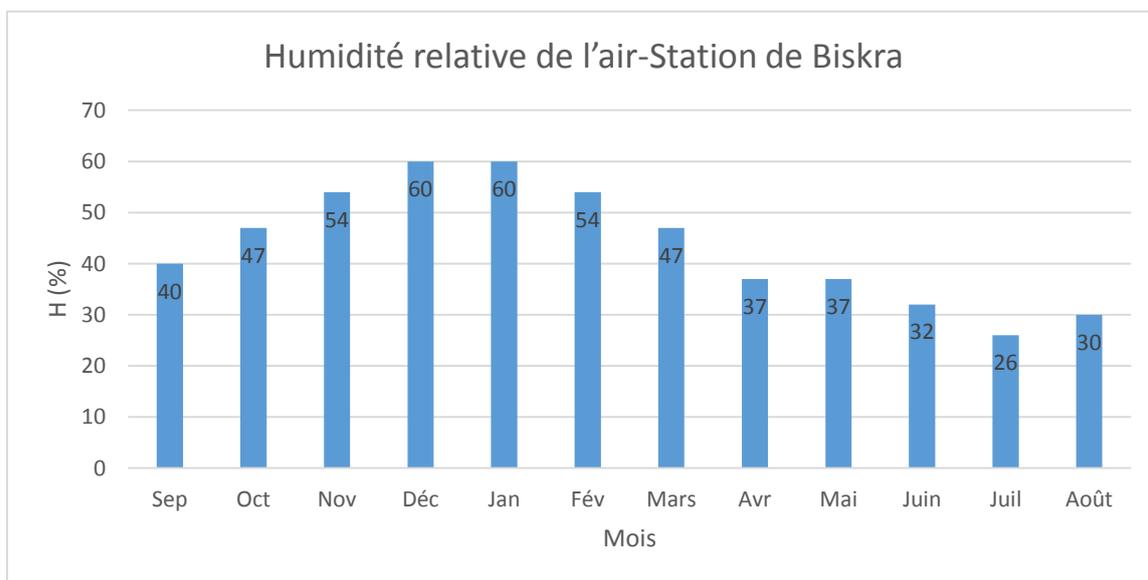


Figure II-8 Humidité relative de l'air-Station de Biskra

II.3.3. Vent

La connaissance de la vitesse du vent est importante, car elle intervient dans le calcul de l'évaporation (ETP Penman), mais aussi dans le calcul de la revanche du barrage.

Pour le cas du barrage de Branis les observations des paramètres du vent sont indisponibles. Alors on a eu recours aux données observées à la station de Bou Saada située aux conditions climatiques similaires.

Tableau II-9 Vent moyen en (m/s) - Période 1999/2000

Direction du vent	N	NE	E	SE	S	SW	W	NW	Calme
Pourcentage [%]	13.0	5.3	4.1	3.5	4.9	3.8	10.3	13.3	41.8
Vitesse moy [m/s]	5.1	3.8	3.4	4.1	4.6	4.6	5.1	5.4	

II.3.4. Evaporation

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

A partir de la carte d'évaporation établie par l'ANRH, 2002-

A partir des observations sur la station de Foum El Gherza (1948- 1984) soit 34 années d'observation sur bac Colorado.

II.3.4.1. Estimation de l'évaporation à partir de la carte ANRH

L'extrait de la carte de l'évaporation établie par l'ANRH en 2002, montre la variation de ce paramètre en fonction de l'altitude. Pour le bassin de Branis, l'évaporation moyenne pondérée sur le bassin versant de Branis est de 1490mm.

Au niveau du plan d'eau de la retenue du barrage, l'évaporation est de 2000 mm environ.

II.3.4.2. A partir des données de la station Foum El Gherza

Le passage de l'évaporation mesurée sur bac Colorado à évaporation au niveau d'un plan d'eau libre s'effectue en appliquant un coefficient de réduction de 0.78. On obtient ainsi une évaporation moyenne de 2077 mm.

Tableau II-10 Evaporation sur plan d'eau (mm) – Répartition mensuelle Foum El Gherza

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Année
Ev. (Bac Colorado) (mm)	278	186	129	93	92	116	177	207	281	394	376	333	2663
Ev (Plan) (mm)	217	145	101	73	72	90	138	162	219	307	293	260	2077

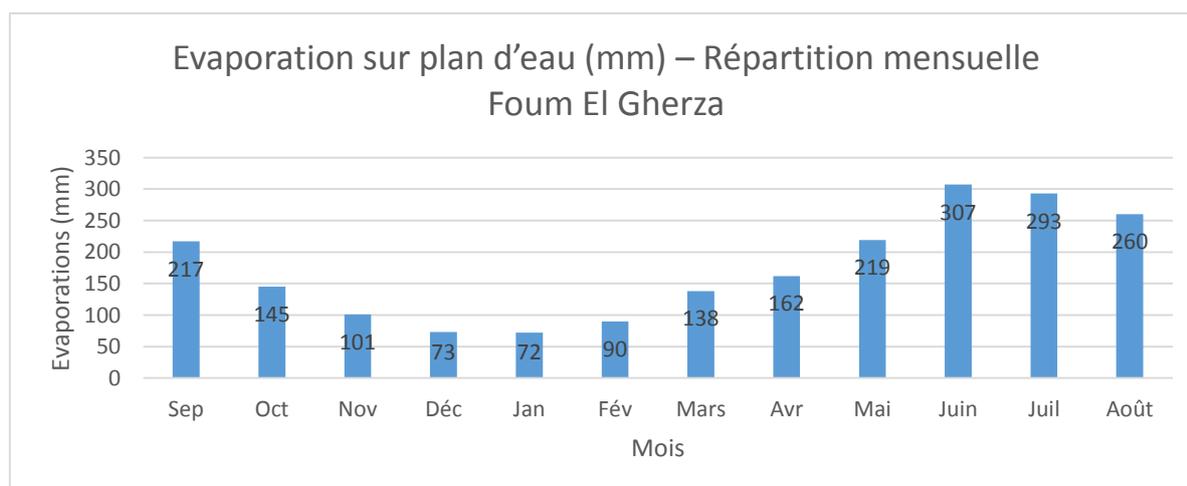


Figure II-9 Evaporation sur plan d'eau (mm) – Répartition mensuelle Foum El Gherza

II.4. PLUVIOMETRIE

II.4.1. LES STATIONS ET LES DONNEES DISPONIBLES

Quatre (04) stations pluviométriques qu'englobe la zone d'étude. Les résultats des mesures au niveau de ces stations sont assurés jusqu'à 2009. La station prise comme station représentative de la pluviométrie sur le bassin versant de Branis est celle de Mena et la station de Djemmoura est représentative de la retenue du barrage.

Tableau II-11 Stations pluviométriques disponibles

Station	Code	Coordonnées		Cotes Z	Période d'observation	Pluies moyenne annuel	Nombre d'années disponibles
		X	Y				
Mena	06-13-04	801.2	213.2	983	1968-2009	231	42
Djemmorah	06-13-05	786.5	201.6	545	1969-2010	138	28
Bouzina	06-13-02	810.0	225.0	1350	1969-2009	254	30
Teniet Abed	06-13-03	817.8	222.2	1320	1971-2009	290	40
El Kantara	06-12-06	774.7	217.4	513	1899-76	264	33
Foum Gherza	06-16-01	794.7	177.6	140	1947-2009	136	63
STAG	06-12-04	817.8	236.9	1650	1914-1990	442	38
El Outaya	06-12-05	764.8	196.2	275	1968-1988	127	17
Arris	06-15-04	832	224.8	1100	1914-1972	318	22

II.4.2. DETERMINATION DE LA PLUIE ANNUELLE MOYENNE SUR LE BASSIN

La détermination de la pluie moyenne tombée sur le bassin versant se base sur les relevés pluviométriques des accomplis au niveau des stations représentatives de la zone. Les mesures effectués au sein de ces stations se basent sur l'hypothèse que la pluie tombe d'une façon uniforme sur toute la surface nommée zone d'influence du pluviomètre.

Pour le calcul de la pluie moyenne on a plusieurs méthodes à utiliser. Parmi eux il y a :

- La méthode arithmétique.
- La Méthode de Thiessen.
- La méthode des isohyètes.

II.4.2.1. La méthode arithmétique

Dans cette méthode la pluie moyenne est calculée par la moyenne arithmétique des précipitations moyennes enregistrées au niveau des différentes stations pluviométriques dans le bassin versant.

$$P_a = \sum \frac{P_i}{N} \quad (II.8)$$

Avec :

P_a : La pluie moyenne du bassin versant (mm).

P_i : La pluie moyenne d'une station (mm).

N : Le nombre des stations tenues en compte.

Donc :

$$P_a = \frac{231+138+254+290+264+136+442+127+318}{9} = 244mm$$

II.4.2.2. Méthode des isohyètes

Dans cette méthode on utilise la carte pluviométrique de l'ANRH 2005 pour déterminer les surfaces partielles comprises entre deux isohyètes.

$$P_{moy} = \frac{\sum(S_i * \bar{P})}{S_t} \quad (II.9)$$

Avec :

\bar{P} : Précipitation moyenne pour une surface (mm).

S_i : Surface comprise entre deux isohyètes (Km²).

S_t : Surface total du bassin versant (Km²).

Tableau II-12 Méthode des isohyètes

Isohyètes	Surfaces	\bar{P}	$S * \bar{P}$
	(Km ²)	(m)	(Km ² x m)
150 - 200	63.35	175	11086.44592
200 - 250	153.30	225	34492.35698
250 - 300	133.45	275	36699.79255
300 - 350	64.07	325	20821.65573
350 - 400	23.70	375	8888.511359

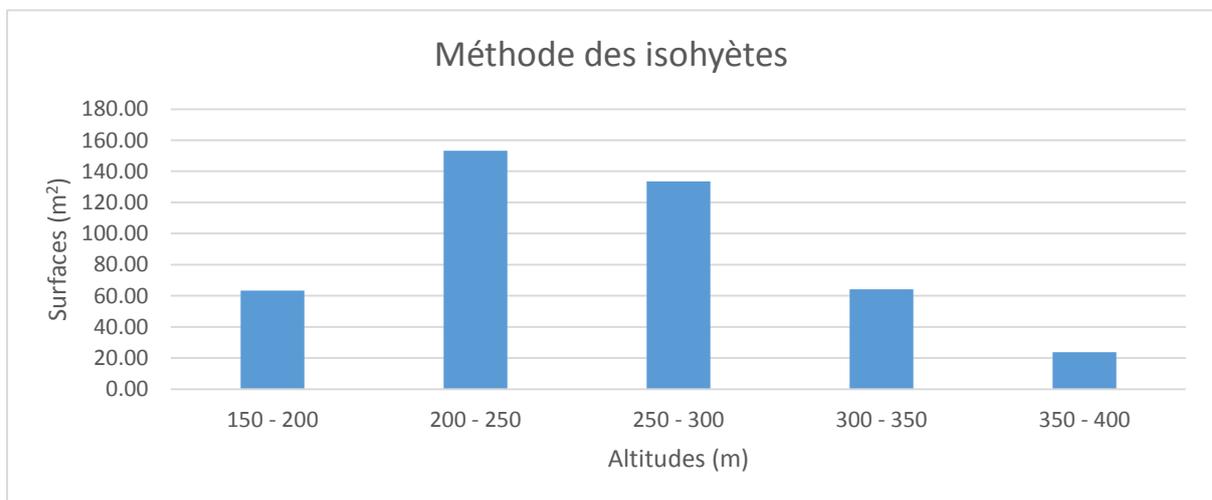


Figure II-10 Méthode des isohyètes

$$S_t = 437.87 \text{ Km}^2$$

$$P_{moy} = 255.76 \text{ mm}$$

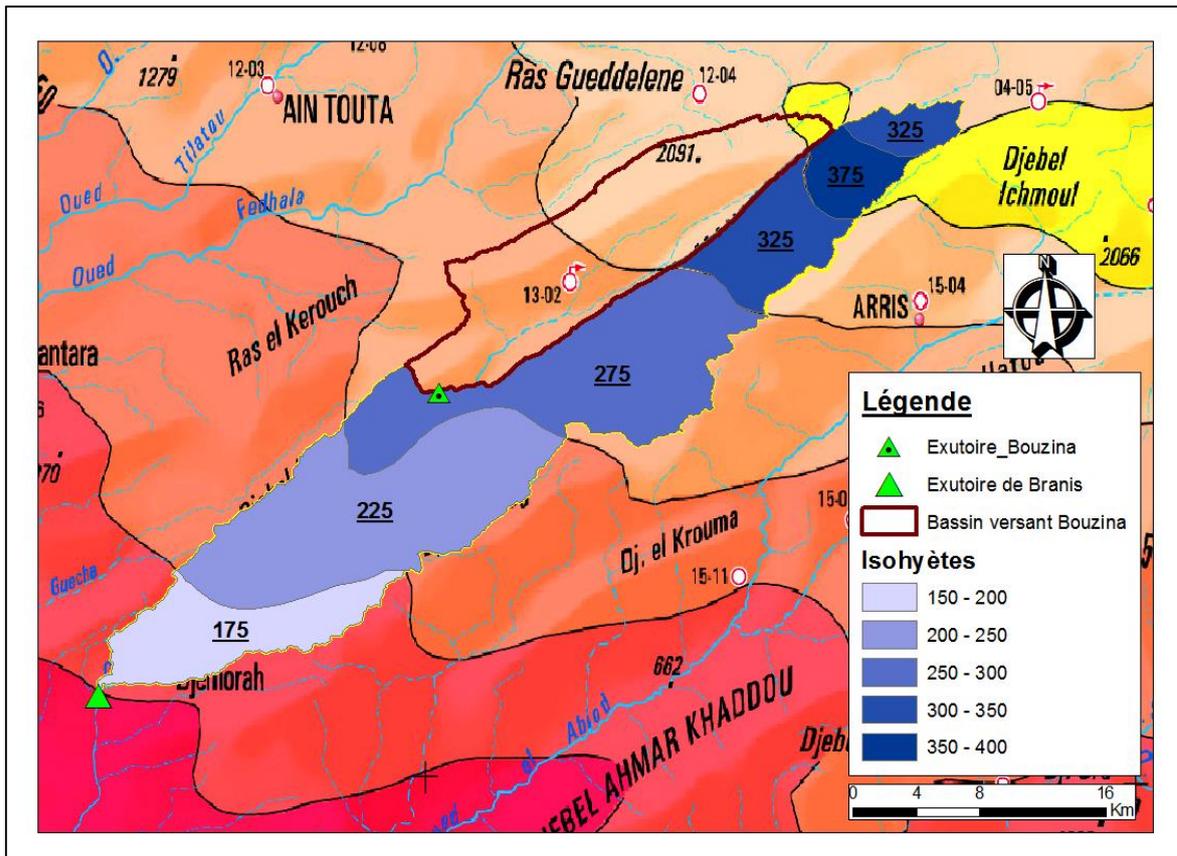


Figure II-11 Méthode des isohyètes

II.4.2.3. Méthode de Thiessen

Cette méthode tient en considération l'influence de chaque station sur une partie du bassin versant. La pluie moyenne du bassin versant pour cette méthode est égale à la moyenne des pluies mesurées pondérées à la surface partielle du bassin S_i , influencée par la pluie P_i au poste i .

$$P_{moy} = \frac{\sum(S_i * P_i)}{S_t} \quad (II.10)$$

Avec :

P_{moy} : Précipitation annuelle moyenne sur le bassin versant (mm).

P_i : Pluies enregistrée au poste i (mm).

S_i : Surface partielle influencée par la pluie P_i (Km²).

S_t : Surface totale du bassin versant (Km²).

II.4.3. Tests d'homogenisation

Dans le cadre de la vérification de la fiabilité des données pluviométrique reçues depuis une station pluviométrique on a plusieurs méthodes d'homogénéisation, les plus connues sont celle de double cumul et celle de Wilcoxon.

II.4.3.1. Teste de Wilcoxon

C'est le plus puissant des tests non paramétrique et utilisable pour des échantillons de même population.

La station de Djemourah

En appliquant ce test sur les pluies mesurées par la station de Djemmorah on a trouvé les résultats suivants :

Tableau II-13 Les pluies mesurées par la station de Djemmorah

	Pluies annuelle	Pluies classées	rang		Rang (X)	rang (Y)
Y	220.38	323.1	1	Y	-	1
	323.1	290.73	2	X	2	-
	9.5	272.2	3	X	3	-
	94.2	268.6	4	X	4	-
	20.2	258.7	5	X	5	-
	115.3	255.6	6	X	6	-
	101.7	235.31	7	X	7	-
	198	220.38	8	Y	-	8
	67	198	9	Y	-	9
	59.6	193.9	10	Y	-	10
	193.9	188.1	11	Y	-	11
	138.5	182.9	12	X	12	-
	84.6	167.8	13	X	13	-
	75.3	156.32	14	X	14	-
	83.9	148.8	15	X	15	-
	148.6	148.6	16	Y	-	16
	131.3	141.1	17	X	17	-
	188.1	140.71	18	X	18	-
	74.5	138.5	19	Y	-	19
	125.8	131.3	20	Y	-	20
X	88.7	126.8	21	X	21	-
	148.8	125.8	22	Y	-	22
	268.6	119.56	23	X	23	-
	107	115.3	24	Y	-	24
	60.4	107	25	X	25	-
	79.7	101.7	26	Y	-	26
	272.2	100.8	27	X	27	-
	126.8	99.7	28	X	28	-
	167.8	94.2	29	Y	-	29
	99.7	88.7	30	X	30	-
	141.1	84.6	31	Y	-	31
	55.8	83.9	32	Y	-	32
	100.8	79.7	33	X	33	-
	255.6	77.03	34	X	34	-
	258.7	75.3	35	Y	-	35
	156.32	74.5	36	Y	-	36
	182.9	67	37	Y	-	37
	119.56	60.4	38	X	38	-
	77.03	59.6	39	Y	-	39
	290.73	55.8	40	X	40	-
	235.31	20.2	41	Y	-	41
	140.71	9.5	42	Y	-	42

$$W_x = \sum \text{Rang}_x = 415$$

$$W_y = \sum \text{Rang}_y = 488$$

$$W_{\min} = \left(\frac{(N_1 + N_2 + 1) \times N_1 - 1}{2} \right) - U_{1-\alpha/2} \times \left(\frac{N_1 \times N_2 (N_1 + N_2 + 1)}{2} \right)^{0.5} \quad (II.11)$$

$$W_{\max} = (N_1 + N_2 + 1)N_1 - W_{\min} \quad (II.12)$$

Avec :

$U_{1-\alpha/2}$: Variable centrée réduite de Gausse ($U_{1-\alpha/2} = 1.96$).

N_1 : Le nombre d'années dans le premier échantillon.

N_2 : Le nombre d'années dans le deuxième échantillon.

Pour notre cas : $N_1 = 20$; $N_2 = 22$

Donc : $W_{\min} = 241$ ET $W_{\max} = 619$

On a : $W_{\min} < W_x, W_y < W_{\max}$ donc le test de Wilcoxon est vérifié pour la série de Djemmorah.

Station de Mena

Tableau II-14 Les pluies mesurées par la station de Mena

Station de Mena						
	Pluies annuelle	Pluies classées	rang		Rang (X)	rang (Y)
Y	306	502.7	1	X	1	-
	423	431.8	2	Y	-	2
	170.5	351.4	3	Y	-	3
	351.4	323.1	4	X	4	-
	291	315.3	5	X	5	-
	136	303.4	6	X	6	-
	244.5	274.3	7	X	7	-
	224.1	249.3	8	Y	-	8
	431.8	244.5	9	Y	-	9
	141.8	244.4	10	X	10	-
	139.1	235.7	11	X	11	-
	232.3	232.3	12	Y	-	12
	249.3	224.1	13	Y	-	13
	201.7	221.3	14	X	14	-
	204	217.8	15	X	15	-
X	142.9	201.7	16	Y	-	16
	303.4	191.7	17	X	17	-
	235.7	190.8	18	X	18	-
	211	170.5	19	Y	-	19
	191.7	142.9	20	X	20	-
	244.4	141.8	21	Y	-	21
	217.8	139.1	22	Y	-	22
	132.8	133.9	23	X	23	-
	315.3	132.8	24	X	24	-
	190.8	122.9	25	X	25	-
	502.7	102.4	26	X	26	-
	122.9	423	27	Y	-	27
	274.3	306	28	Y	-	28
	102.4	291	29	Y	-	29
	133.9	211	30	X	30	-
	323.1	204	31	Y	-	31
	221.3	136	32	Y	-	32

N1 15
 N2 17
 W_x = 303
 W_y = 225
 W_{min} 121
 W_{max} 373

II.4.3.2. METHODE DES DOUBLES CUMULS

Cette méthode est graphique. Elle se base sur le tracé du graphe des cumuls des précipitations de deux stations pluviométrique.

Le test d'homogénéité par doubles cumuls montre que les stations de Djemmorah et Menaâ sont assez stable avec un coefficient de corrélation égale à 0.9887.

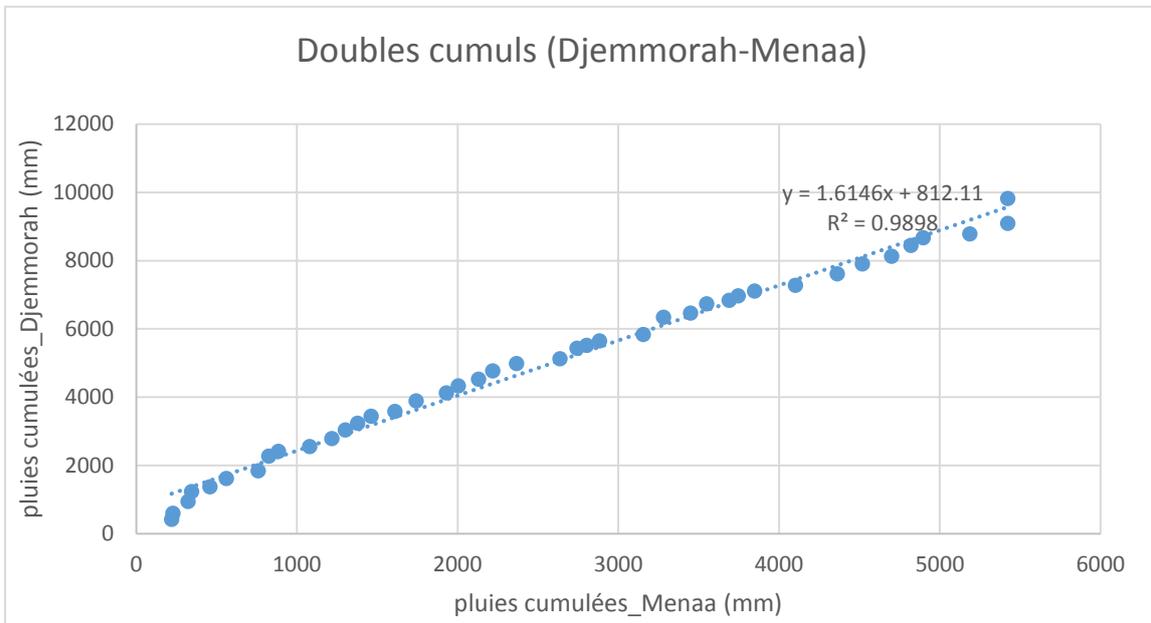


Figure II-12 Double cumul (Djemmourah-Menaâ)

II.4.4. L'EXTENSION DES SERIES PLUVIOMETRIQUE

Avec la corrélation simple c'est facile de rendre-compte qu'il est impossible d'envisager une extension des séries de pluies de Menaâ et de Djemmorah telque le coefficient de corrélation est d'ordre de $r = 0.228$. Cela peut être attribué au fait que les pluies qui tombent à différents points du bassin versant n'ont pas la même origine et ne se produisent pas à la même période.

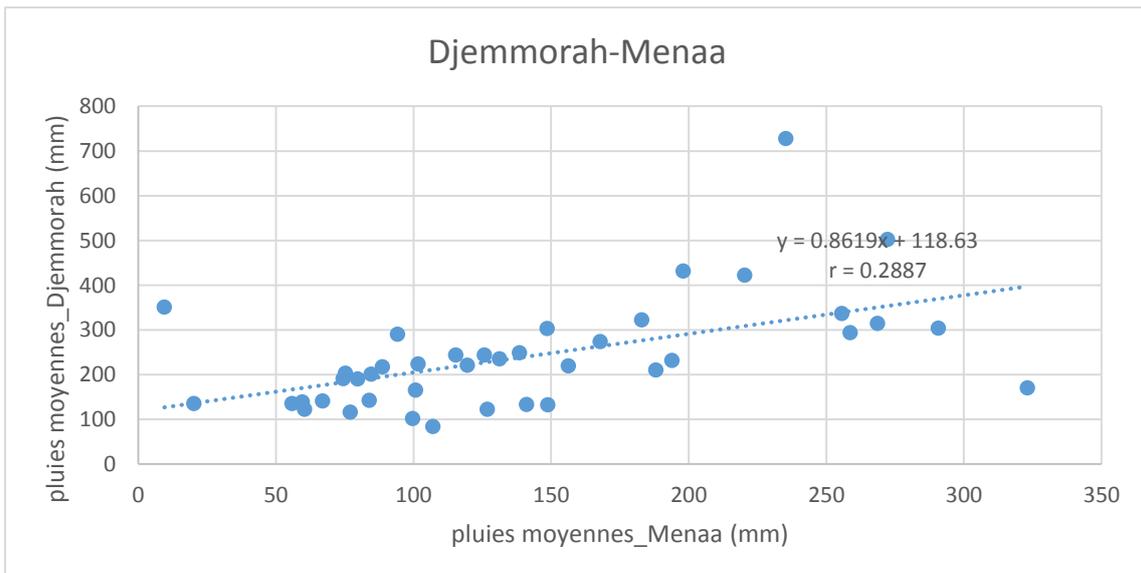


Figure II-13 Corrélation simple (Djemmourah-Menaâ)

« Le signe de r indique donc le sens de la relation tandis que la valeur absolue de r indique l'intensité de la relation c'est-à-dire la capacité à prédire les valeurs de Y (Mena) en fonctions de celles de X (Djemmorah).

Le coefficient varie entre -1 et +1. Son interprétation est la suivante :

- > Si r est proche de 0, il n'y a pas de relation linéaire entre X et Y .
- > Si r est proche de -1, il existe une forte relation linéaire négative entre X et Y .
- > Si r est proche de 1, il existe une forte relation linéaire positive entre X et Y . »

Pour le cas des deux stations de Mena et Djemmorah ($r = 0.228 \approx 0$) ; donc il n'y a pas de relation linéaire entre les valeurs des deux stations.

II.4.5. Pluies mensuelles sur le bassin versant

Pour atteindre la série des pluies mensuelles du bassin versant on a utilisé la méthode de Thiessen en prenant en compte les observations au niveau des postes pluviométriques situés à l'intérieur et aux alentours du bassin d'étude.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II-15 Pluies mensuelles de Branis

Année	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	juin	Juil	Aout	Année
1972	75,37	17,34	16,22	51,90	18,64	13,64	22,65	11,3	0,59	13,25	4,07	0,81	245,8
1973	0,00	2,49	11,34	16,92	7,61	23,27	18,37	15,6	16,20	5,63	1,38	5,35	124,2
1974	23,88	0,74	9,11	0,02	12,09	30,96	29,00	15,5	60,76	4,68	1,38	10,19	198,3
1975	33,51	3,34	13,84	12,17	0,74	56,55	20,41	7,6	42,31	63,62	13,99	13,64	281,7
1976	72,57	45,99	55,87	27,95	72,09	2,33	0,98	27,9	73,21	1,63	0,00	19,49	400,0
1977	61,99	4,85	18,21	1,73	9,09	16,39	5,66	25,3	10,73	0,00	0,00	37,24	191,2
1978	7,10	41,58	1,19	3,71	28,73	19,94	27,84	42,5	1,48	13,12	0,00	0,85	188,0
1979	47,69	24,19	11,66	2,63	10,54	28,74	42,81	31,0	34,46	3,82	0,20	7,19	245,0
1980	35,00	0,00	64,50	61,48	0,21	26,13	18,65	25,0	0,64	14,03	0,00	3,88	249,5
1981	36,97	9,41	3,89	43,59	9,15	41,26	21,85	46,8	6,23	0,00	1,38	3,29	223,8
1982	17,85	45,43	88,39	16,70	0,00	15,98	2,71	0,7	7,15	4,28	2,48	15,33	217,1
1983	0,00	22,13	2,25	9,22	10,82	54,09	6,20	12,6	0,64	14,51	7,44	23,71	163,6
1984	0,80	45,28	27,77	14,21	31,22	19,30	43,89	5,6	67,98	2,71	0,00	0,00	258,8
1985	21,05	22,40	44,55	19,14	25,52	32,02	101,36	15,2	0,94	8,26	0,00	11,19	301,6
1986	75,58	34,88	16,48	22,44	13,53	23,89	9,70	7,7	16,85	6,14	4,24	2,68	234,0
1987	6,34	32,18	16,22	48,44	7,21	0,42	10,87	10,1	10,89	40,86	0,00	1,21	184,8
1988	26,14	16,53	12,78	32,92	1,12	37,12	2,89	51,4	20,66	47,97	0,00	57,53	307,0
1989	25,84	12,22	11,43	9,56	23,01	0,00	10,96	56,6	62,61	3,53	0,64	67,87	284,3
1990	32,93	1,48	26,64	21,28	5,85	18,50	45,41	17,2	11,01	2,73	0,21	18,54	201,8
1991	26,80	51,00	10,40	21,07	36,75	10,32	38,60	20,8	54,45	0,00	26,86	7,81	304,8
1992	24,61	17,23	19,45	12,97	6,96	25,78	22,96	15,7	22,17	1,13	0,42	2,06	171,4
1993	8,41	8,30	25,67	14,05	17,16	18,44	22,78	3,0	0,00	5,94	0,73	12,60	137,1
1994	53,09	46,51	17,42	3,30	16,05	1,33	33,76	17,6	3,92	6,75	0,00	11,50	211,3
1995	61,40	27,18	19,62	37,45	56,29	83,17	83,33	26,2	15,23	35,05	21,20	3,91	470,0
1996	6,67	0,00	0,60	8,37	26,37	6,30	9,52	57,5	0,00	8,22	0,00	10,11	133,7
1997	51,71	11,82	85,87	20,80	8,11	11,73	10,25	57,1	14,38	23,94	0,00	1,63	297,4
1998	12,86	10,73	8,53	7,69	32,29	5,92	4,39	3,9	11,27	17,98	3,50	11,03	130,1

En effectuant le test des doubles cumuls entre les pluies moyennes du bassin versant Branis et la station de Mena on a opté aux résultats résumés par le graphe suivant :

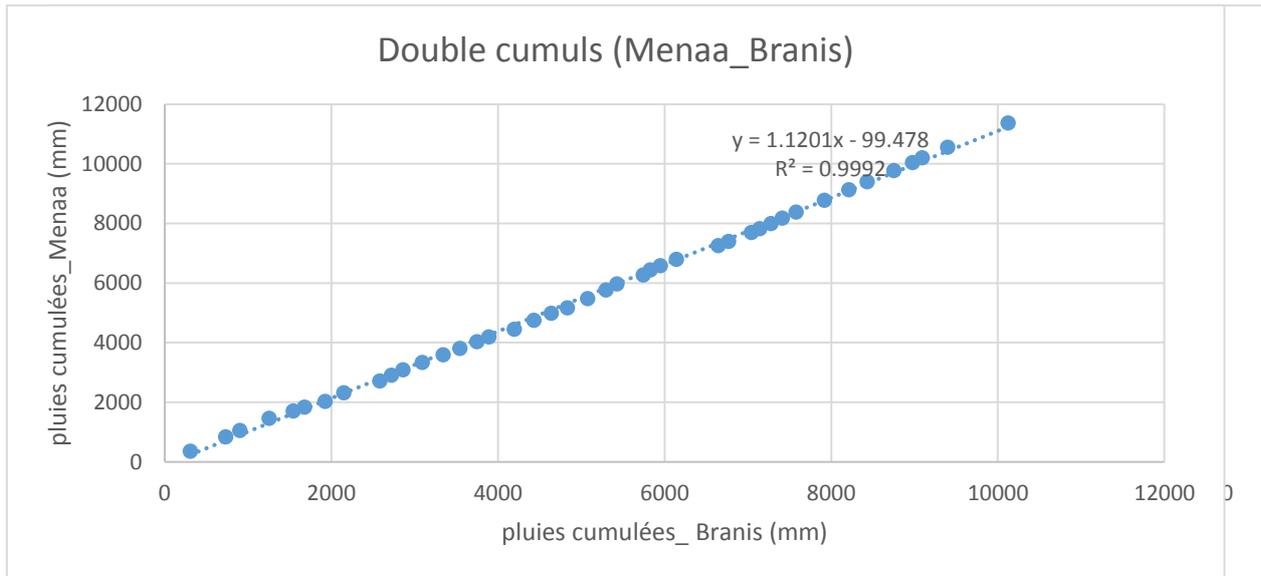


Figure II-14 Double cumuls (Mena-Branis)

Le coefficient de corrélation $R^2 = 0.99$ donc on peut dire qu'il y a une bonne corrélation entre les deux séries.

II.4.5.1. Extension de la série pluviométrique reconstituée

Pour compléter les lacunes sur la série reconstituée par la méthode de Thiessen en utilisant la série pluviométrique de la station de Mena qui caractérise le Bassin versant il doit avoir une corrélation entre les deux séries pour obtenir une relation entre les deux variables.

Le graphe ci-dessous montre les résultats de corrélation sur un graphe.

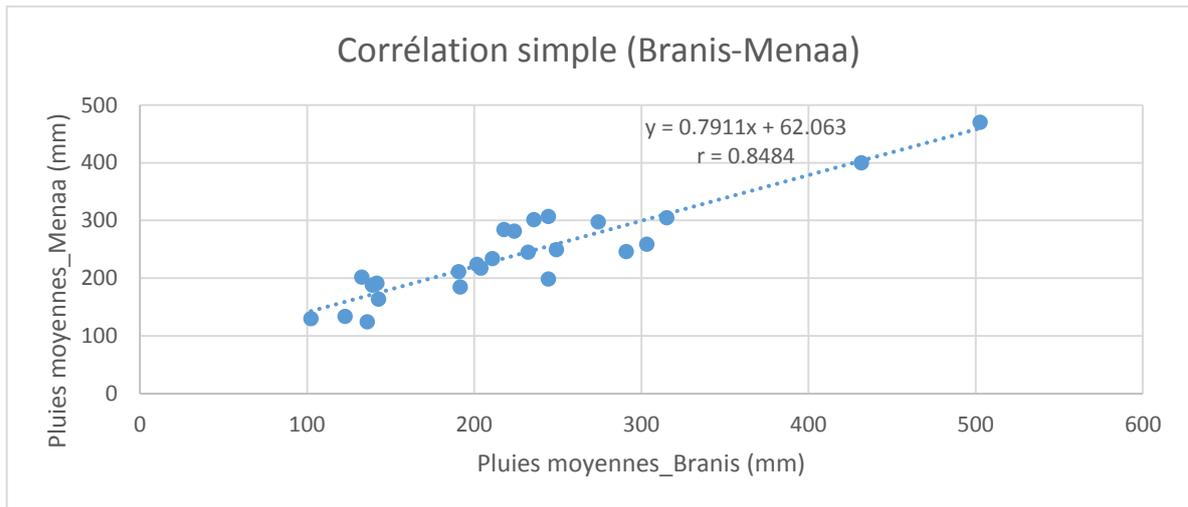


Figure II-15 Corrélation simple (Branis-Mena)

Interprétation :

Les résultats nous montrent l'existence d'une bonne corrélation entre les deux variables avec un coefficient de corrélation $r = 0.85$ ce qui permet d'avoir une relation qui permet de faire une extension des valeurs de la série reconstituée en utilisant la série pluviométrique de la station de Mena.

Donc on peut compléter les précipitations manquantes dans la station du bassin versant par des valeurs mesurées dans la station de Mena, entre 1968 et 1971 et entre 1999 et 2007.

Tableau II-16 Pluies mensuelles sur le BV reconstituées par la méthode Thiessen et par corrélation vs Mena

Année	Branis	Mena	Branis Corrigé
1968		306	360.292
1969		423	485.7745
1970		170.5	214.96825
1971		351.4	408.9835
1972	245.8	291	245.8
1973	124.2	136	124.2
1974	198.3	244.5	198.3
1975	281.7	224.1	281.7
1976	400	431.8	400
1977	191.2	141.8	191.2
1978	188	139.1	188
1979	245	232.3	245
1980	249.5	249.3	249.5
1981	223.8	201.7	223.8
1982	217.1	204	217.1
1983	163.6	142.9	163.6
1985	258.8	303.4	258.8
1985	301.6	235.7	301.6
1986	234	211	234
1987	184.8	191.7	184.8
1988	307	244.4	307
1989	284.3	217.8	284.3
1990	201.8	132.8	201.8
1991	304.8	315.3	304.8
1993	171.4	84.7	171.4
1994	137.1	123.1	137.1
1994	211.3	190.8	211.3
1995	470	502.7	470
1996	133.7	122.9	133.7
1997	297.4	274.3	297.4
1998	130.1	102.4	130.1
1999		133.9	175.71475
2000		136.1	178.07425
2001		165.7	209.82025
2002		337.2	393.754
2003		294.3	347.74375
2004		219.8	267.8425
2005		323.1	378.63175
2006		221.3	269.45125
2007		116.8	157.375
2008		304.6	358.7905
2009		728.05	812.940625

$$P_{moy.an} = 270.86mm$$

II.4.6. Les pluies maximales journalières

L'étude des pluies maximales journalières est utile dans la détermination des débits maximums de projet et dans le processus d'érosion des sols. Pour la détermination de la série des pluies maximales journalières qui caractérise le bassin versant de Branis, des données observées au niveau des stations pluviométriques situées dans le bassin d'étude et dans les bassins limitrophes sont présentées en considération. Les stations considérées comme stations de référence sont les suivantes :

- La station de Manaa (06-13-04).
- La station Bouzina (06-13-03).
- La station de Teniet El Abed (06-13-02).

D'autres stations situées aux alentours immédiats du bassin versant, il s'agit de :

- La station de Stag (06-12-04).
- La station d'Arris au nord-est du bassin.

La station de Manaa (06-13-04) située presque au milieu du bassin versant, et qui nous paraît la plus représentative dans l'étude des $P_{j\max}$, avec une période d'observation qui est supérieure à 42 ans.

Tableau II-17 Pluies maximales journalières de la station de Manaa

Années	P_{jmax}	Années	P_{jmax}
1969	30,9	1990	35,3
1970	31,2	1991	24
1971	24,6	1992	38,8
1972	47,5	1993	16,4
1973	42,5	1994	22,1
1974	33,1	1995	22,9
1975	37,1	1996	40,6
1976	21,9	1997	14,4
1977	98,4	1998	60,7
1978	28,6	1999	19,1
1979	31,1	2000	18,9
1980	27,9	2001	31,6
1981	36,3	2002	33,45
1982	35,2	2003	30,7
1983	32,8	2004	40,2
1984	50,2	2005	36,9
1985	41,3	2006	75
1986	41,2	2007	50,8
1987	39,3	2008	22,6
1988	43	2009	29,5
1989	27,1	2010	80,2

La série pluviométrique observée à la station de Mena est caractérisée par les paramètres illustrés dans le tableau suivant :

Caractéristique	Valeur	Formule
Nombre d'années	42	-
Moyenne	38.15	$X = \frac{\sum_{i=1}^{n=42} X_i}{n}$
Ecart type	16.78	$\sigma_x = \frac{\sum_{i=1}^{n=42} (X_i - nx)}{n-1}$
Coefficient de variation	0.44	$Cv = \frac{\sigma}{X_c}$
Min	14.4	-
Max	98.4	-

II.4.6.1. Ajustement statistique

Dans cette partie on cherche le meilleur ajustement pour l'échantillon des pluies maximales journalières. Plusieurs lois ont été testées. Lors de cette ajustement on a utilisé le logiciel Hyfran.

Loi de GUMBEL :

La fonction de répartition s'exprime selon la formule suivante :

$$F(x) = e - e^{-e^{\left(\frac{x-x_0}{\alpha}\right)}} \quad (II.13)$$

Avec :

$F(x)$: Fréquence au dépassement de la valeur de x .

α, X_0 : Coefficients d'ajustement.

X_0 : Le paramètre de position.

α : Le paramètre d'échelle différent de zéro et positif appelé aussi «Gradex».

En remplaçant la variable réduite de Gumbel on obtiendra :

$$F(x) = e - e^{-e^v} \quad (II.14)$$

Avec : v : variable réduite de Gumbel.

$$v = \frac{X - X_0}{\alpha} \quad (II.15)$$

Tableau II-18 Résultats d'ajustement (loi de Gumbel)

T	Q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance
10000.0	0.9999	134	13.5	108 - 161
1000.0	0.9990	108	10.3	87.9 - 128
100.0	0.9900	81.9	7.16	67.9 - 96.0
50.0	0.9800	74.0	6.22	61.8 - 86.2
20.0	0.9500	63.5	4.99	53.7 - 73.3
10.0	0.9000	55.3	4.07	47.3 - 63.3

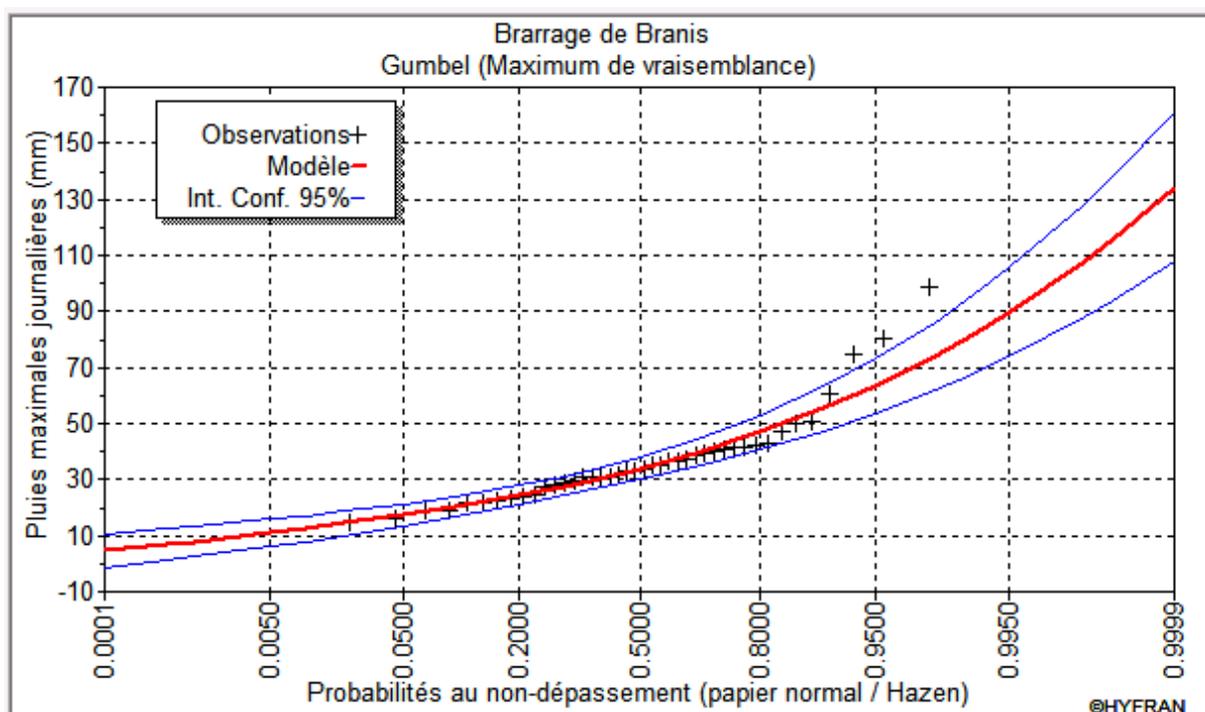


Figure II-16 Ajustement à la loi de Gumbel

Test de Khi carré χ^2 :

Hypothèses :

- H_0 : L'échantillon provient d'une loi Gumbel
- H_1 : L'échantillon ne provient pas d'une loi Gumbel

Résultat de la statistique : $X^2 = 4.86$

p-value : $p=0.4336$

Degrés de liberté : 5

Nombre de classe : 8

Conclusion : nous pouvons accepter H_0 au niveau signification de 5%.

Loi LOG-NORMALE :

La fonction de répartition selon la loi Log normale est donnée par la formule :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u \theta^{2^{\frac{1}{2}u^2}} du \quad (\text{Fréquence au non dépassement}) \quad (II.16)$$

Avec : u : variable réduite

$$u = \frac{\ln x - \overline{\ln x}}{\sigma_{\ln x}} \quad (II.17)$$

L'équation de la droite de Galton est celle-ci :

$$\log P_{an.p\%} = \overline{\log P_{an}} + u_{p\%} \cdot \sigma_{\log P_{an}} \quad (II.18)$$

Tableau II-19 Résultats d'ajustement (Loi Lognormale)

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance
10000.0	0.9999	151	26.5	98.7 - 203
1000.0	0.9990	117	17.6	82.6 - 152
100.0	0.9900	86.2	10.4	65.8 - 107
50.0	0.9800	77.2	8.51	60.6 - 93.9
20.0	0.9500	65.5	6.27	53.3 - 77.8
10.0	0.9000	56.6	4.76	47.3 - 66.0

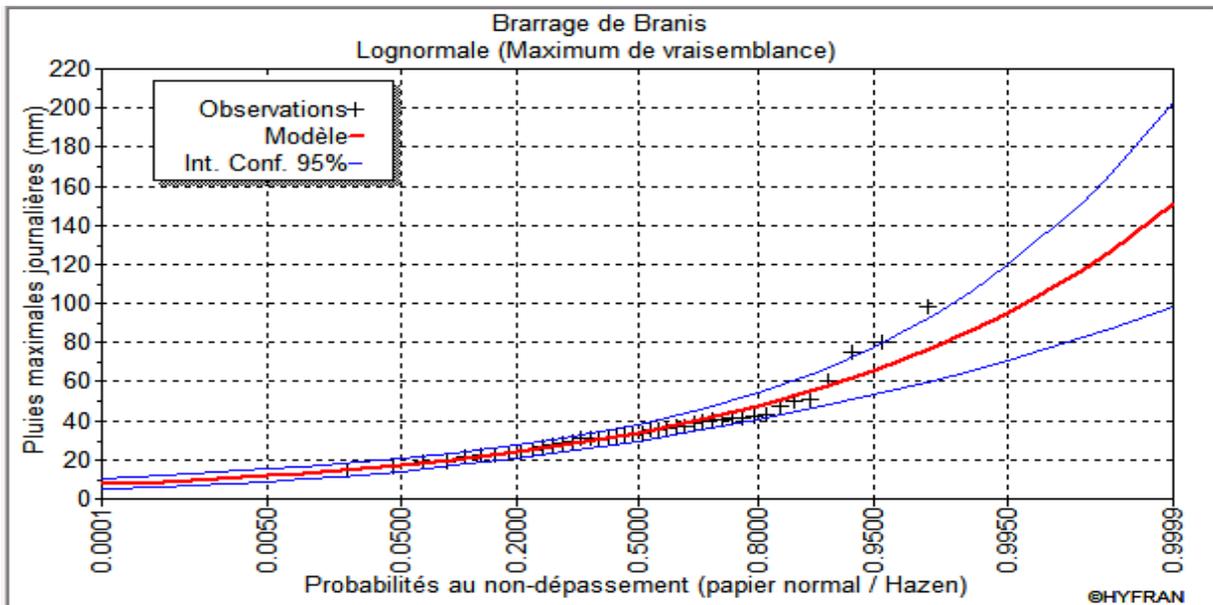


Figure II-17 Ajustement à la loi log normale

Test de Khi carré χ^2 :

Hypothèses :

- H_0 : L'échantillon provient d'une loi Log normale
- H_1 : L'échantillon ne provient pas d'une loi Log normale

Résultat de la statistique : $X^2 = 4.86$

p-value : $p=0.4336$

Degrés de liberté : 5

Nombre de classe : 8

Conclusion : nous pouvons accepter H_0 au niveau signification de 5%.

Loi LOG-NORMALE (3 Paramètres) :

$$f(x) = \frac{1}{(x-m)\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{[\ln(x-m)-\mu]^2}{2\sigma^2}\right) \quad (II.19)$$

Tableau II-20 Résultats d'ajustement (Loi log-normale (3 Paramètres.))

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance
10000.0	0.9999	176	54.0	N/D
1000.0	0.9990	130	31.3	69.0 - 192
100.0	0.9900	91.4	15.3	61.4 - 121
50.0	0.9800	80.7	11.7	57.8 - 104
20.0	0.9500	67.1	7.72	51.9 - 82.2
10.0	0.9000	57.1	5.38	46.5 - 67.6

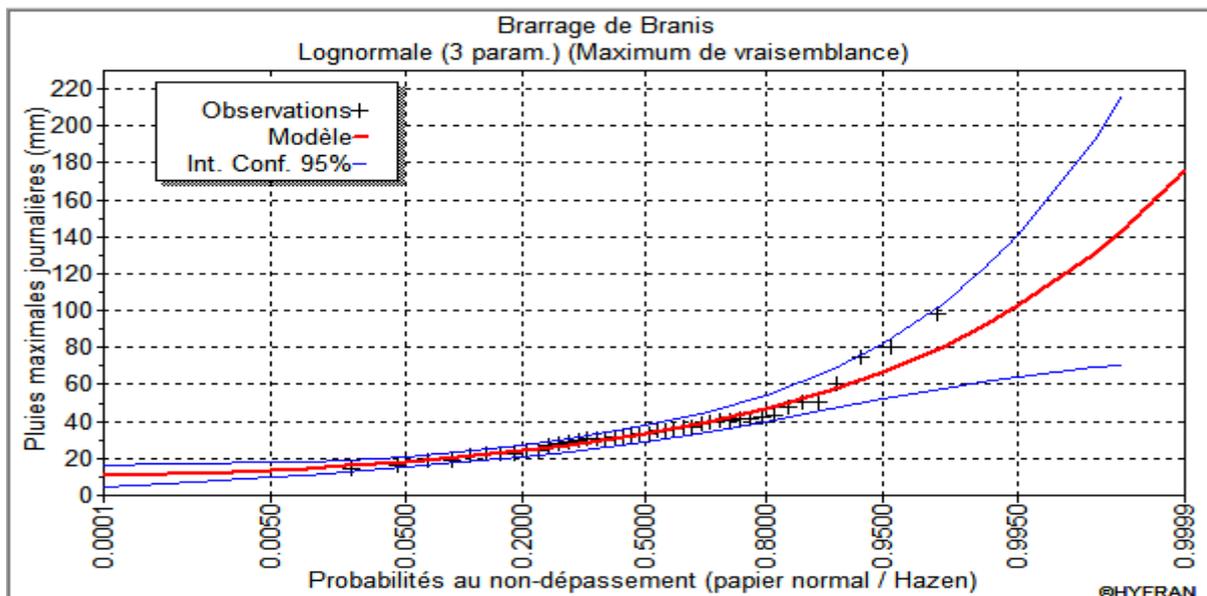


Figure II-18 ajustement (Loi log-normale (3 Paramètres).)

Test de Khi carré χ^2 :

Hypothèses :

- H_0 : L'échantillon provient d'une loi Log normale (3paramètres)
- H_1 : L'échantillon ne provient pas d'une loi Log normale (3paramètres)

Résultat de la statistique : $X^2 = 5.52$

p-value : $p = 0.2295$

Degrés de liberté : 4

Nombre de classe : 8

Conclusion : nous pouvons accepter H_0 au niveau signification de 5%.

Conclusion :

En observant les résultats d'ajustement avec les différentes lois on trouve que la loi Log-normale à trois paramètres s'ajuste mieux aux points observés. Elle peut être considérée comme représentative des P_{jmax} .

Le tableau ci-dessous montre les caractéristiques selon la loi log-normale (3paramètres) et celles de l'échantillon.

Tableau II-21 les caractéristiques selon la loi log-normale (3paramètres) et celles de l'échantillon

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	6.28	14.4
Maximum	Aucun	98.4
Moyenne	36.7	36.8
Ecart-type	16	16.8
Médiane	33.2	33.3
Coefficient de variation (Cv)	0.436	0.456
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.72	1.85
Coefficient d'aplatissement (Ck)	8.71	6.42

II.4.7. Pluies de courtes duree

Pour l'estimation des débits maximums il est nécessaire de déterminer Les pluies de courte durée. Pour se faire on utilise la loi de Montana :

$$P_{cr} = P_{j,max} \left(\frac{t}{24} \right)^b \quad (II.20)$$

Avec :

P_{cr} : Pluie d'une durée t en [mm]

P_{24} : Pluie maximale journalière d'une fréquence donnée en [mm]

t : Durée de la pluie en heures

b : Exposant climatique.

On a adopté l'exposant climatique pour cette région égal à 0,20. On a choisi le même exposant climatique ($b = 0.20$) pour le bassin de Oued El Abiod, au niveau de la station de M'Chounèche. Les deux bassins versants sont pratiquement soumis aux mêmes conditions climatiques.

Tableau II-22 Précipitation maximale de courte durée

t(h)	Période de retour (ans)											
	10		20		50		100		1000		10000	
	Pcr (mm)	I (mm/s)	Pcr (mm)	I (mm/s)	Pcr (mm)	I (mm/s)	Pcr (mm)	I (mm/s)	Pcr (mm)	I (mm/s)	Pcr (mm)	I (mm/s)
1	30.24	30.24	35.54	35.54	42.74	42.74	48.41	48.41	68.85	68.85	93.21	93.21
2	34.74	17.37	40.82	20.41	49.10	24.55	55.60	27.80	79.09	39.54	107.07	53.54
3	37.67	12.56	44.27	14.76	53.24	17.75	60.30	20.10	85.77	28.59	116.12	38.71
4	39.90	9.98	46.89	11.72	56.40	14.10	63.87	15.97	90.85	22.71	122.99	30.75
5	41.72	8.34	49.03	9.81	58.97	11.79	66.79	13.36	94.99	19.00	128.61	25.72
6	43.27	7.21	50.85	8.48	61.16	10.19	69.27	11.54	98.52	16.42	133.38	22.23
7	44.63	6.38	52.44	7.49	63.07	9.01	71.44	10.21	101.61	14.52	137.56	19.65
8	45.84	5.73	53.86	6.73	64.78	8.10	73.37	9.17	104.36	13.04	141.28	17.66
8.5	46.47	5.42	54.61	6.37	65.68	7.66	74.39	8.68	105.80	12.35	143.24	16.71
7												
9	46.93	5.21	55.15	6.13	66.33	7.37	75.12	8.35	106.84	11.87	144.65	16.07
10	47.93	4.79	56.32	5.63	67.74	6.77	76.72	7.67	109.12	10.91	147.73	14.77
11	48.85	4.44	57.41	5.22	69.04	6.28	78.20	7.11	111.22	10.11	150.57	13.69
12	49.71	4.14	58.41	4.87	70.25	5.85	79.57	6.63	113.17	9.43	153.22	12.77
13	50.51	3.89	59.36	4.57	71.39	5.49	80.85	6.22	115.00	8.85	155.69	11.98
14	51.26	3.66	60.24	4.30	72.45	5.18	82.06	5.86	116.72	8.34	158.01	11.29
15	51.98	3.47	61.08	4.07	73.46	4.90	83.20	5.55	118.34	7.89	160.21	10.68
16	52.65	3.29	61.87	3.87	74.41	4.65	84.28	5.27	119.87	7.49	162.29	10.14
17	53.29	3.13	62.63	3.68	75.32	4.43	85.31	5.02	121.34	7.14	164.27	9.66
18	53.91	2.99	63.35	3.52	76.19	4.23	86.29	4.79	122.73	6.82	166.16	9.23
19	54.49	2.87	64.04	3.37	77.02	4.05	87.23	4.59	124.07	6.53	167.97	8.84
20	55.06	2.75	64.70	3.23	77.81	3.89	88.13	4.41	125.35	6.27	169.70	8.48
21	55.60	2.65	65.33	3.11	78.57	3.74	88.99	4.24	126.57	6.03	171.36	8.16
22	56.11	2.55	65.94	3.00	79.31	3.60	89.82	4.08	127.76	5.81	172.96	7.86
23	56.62	2.46	66.53	2.89	80.02	3.48	90.63	3.94	128.90	5.60	174.51	7.59
24	57.10	2.38	67.10	2.80	80.70	3.36	91.40	3.81	130.00	5.42	176.00	7.33

II.5. Apports

L'étude des apports que reçoit le barrage est essentielle lors de la régularisation ainsi pour le calcul du volume de la retenue.

L'estimation des apports moyens peut se faire avec plusieurs méthodes. Pour le cas des bassins dans lesquels existe une station hydrométrique on utilise les enregistrements hydrométriques de cette station. Si aucune station hydrométrique n'existe pour donner des observations sur le bassin à étudier on peut utiliser par analogie les données d'un bassin voisin s'ils ont les mêmes caractéristiques. Et pour le cas où les observations historiques des apports dans la région sont indisponibles des modèles et des formules empiriques basées sur la pluviométrie peuvent être utilisés (TOUAÏBIA, 2004).

Pour le cas du barrage de Branis on s'intéresse à la station de Djemmorah pour la vérification des apports liquides au niveau du bassin versant. La station de Djemmorah est située sur l'oued qui porte le même nom à l'amont du site du barrage de Branis. Cette station contrôle un bassin versant de 595 km². La durée d'observation comprend deux périodes. La première de 1973 à 1978, la seconde de 1983 à 1995, soit 18 années d'observation. Aucune mesure n'a été effectuée depuis 1995. A cause de l'insuffisance des années d'observation (18 ans) au niveau de la station de Djemmorah on n'a pas pu la prendre comme station de référence pour le bassin versant de Branis.

Tableau II-23 Stations hydrométriques de Djemmorah

Station hydrométrique	Oued	Code station	Période d'observation	Bassin versant (km ²)
Djemmorah	Djemmorah	06-13-01	1973-78 et 83-95	595

II.5.1. Estimation de l'apport moyen par les formules empiriques

Les apports moyens annuels peuvent être estimés par des formules empiriques.

II.5.1.1. Formule de l'A.N.R.H

$$A = 0.915 \times P_{\text{moy}}^{2.684} \times S^{0.842} \quad (II.21)$$

Avec :

A : Apport liquide annuel (Hm³).

P_{moy} : Précipitations moyennes annuelle en m.

S : Surface du bassin versant en Km².

$$A_0 = 4.603 \text{ Hm}^3$$

II.5.1.2. Formule de SAMIE

$$L_e = \bar{P}^2 (293 - 2.2\sqrt{S}) \quad (II.22)$$

$$A_0 = L_e \times S$$

$$L_e = 18.12 \text{ mm}$$

$$A_0 = 7.94 \text{ Hm}^3$$

II.5.1.3. Formule de SOGREAH

$$L_e = 720 \left(\frac{\text{Pr} - 150}{1000} \right)^{1.85} \quad (II.23)$$

$$A_0 = L_e \times S$$

$$L_e = 14.44 \text{ mm}$$

$$A_0 = 6.32 \text{ Hm}^3$$

II.5.2. Par la methode analogique

Oued Branis draine une superficie totale de 600 km². En déduisant, la superficie du sous bassin de Bouzina, qui capte les eaux de ruissellement amont et ne restitue qu'en période de crue, la superficie au site du barrage Branis est finalement réduite à 438 km². A la station hydrométrique de Djemmorah, la superficie contrôlée est de 595 km². En appliquant la méthode analogique on peut déduire les apports au niveau du barrage de Branis.

$$A_{Br} = A_{Dj} \frac{S_{Br}}{S_{Dj}} \quad (II.24)$$

Tableau II-24 Apports enregistrés au niveau de la station de Djemmorah

Année	Sept	Oct	nov	dec	janv	fev	mars	Avril	mai	juin	juil	aout	annuel
1972-73	6.62	1.09	0.95	1.07	2.19	2.92	7.22	6.73	0.85	0.84	0.17	0.07	30.72
1973-74	0.03	0.04	0.04	0.55	1.57	1.12	1.87	2.12	0.27	0.21	0.05	0.04	7.93
1974-75	0.67	0.06	0.11	0.27	0.19	0.7	2.05	1.13	2.57	0.3	0.19	0.05	8.28
1975-76	1.25	0.1	0.31	0.4	0.29	2.08	5.5	3.87	1	1	1.38	0.18	17.34
1976-77	2.48	0.47	1.71	3.47	11.25	3.7	0.77	1.49	0.7	0.45	0.24	0.05	26.76
1977-78	1.92	0.4	0.34	0.21	0.34	0.55	0.44	0.98	0.3	0.11	0.05	1.25	6.89
1983-84	0.17	0.81	0.14	0.16	0.15	1.23	1.54	0.55	0.23	0.16	0.1	0.68	5.92
1984-85	0.1	1.74	0.56	0.11	0.72	6.53	4.06	0.37	2.64	0.15	0.1	0.05	17.14
1985-86	0.55	0.95	0.56	0.35	0.56	1.38	3.52	1.22	0.18	0.15	0.11	0.05	9.58
1986-87	2.98	1.36	1.14	1.28	1.32	1.29	1.95	0.5	0.27	0.14	0.53	2.07	14.82
1987-88	1.83	1.57	0.62	0.14	0.08	0.07	0.07	0.05	0.14	0.31	0.12	0.21	5.2
1988-89	0.72	0.48	0.01	0.05	0.08	1.36	0.83	0.8	0.55	1.2	13.52	0.79	20.4
1989-90	5.17	0.07	0.2	0.13	0.14	0.32	0.39	0.59	0.79	0.1	0.04	0.04	7.98
1990-91	0.03	0.02	0.51	0.52	0.46	0.45	4.45	1.6	0.32	0.12	0	0	8.49
1991-92	1.4	2.44	0.08	0.32	0.12	0.25	0.79	0.39	1.52	0.15	0.98	0.13	8.57
1992-93	0.14	0.09	1.4	0.38	0.15	0.44	0.89	0.28	0.2	0.26	0.04	0.01	4.27
1993-94	0.14	0.03	0.67	0.51	1.01	0.08	0.3	0.1	0.1	0.02	0	0.35	3.32
1994-95	0.13	3.85	1.12	0.1	0.08	0.02	0.57	1.38	0	0	0	0	7.24
xm	1.46	0.87	0.58	0.56	1.15	1.36	2.07	1.34	0.70	0.32	0.98	0.33	11.71
σx	1.86	1.03	0.50	0.80	2.59	1.63	2.05	1.62	0.79	0.34	3.15	0.55	7.84
Cv	1.27	1.19	0.86	1.43	2.25	1.20	0.99	1.21	1.13	1.09	3.22	1.65	0.67
Min	0.03	0.02	0.01	0.05	0.08	0.02	0.07	0.05	0.00	0.00	0.00	0.00	3.32
Max	6.62	3.85	1.71	3.47	11.25	6.53	7.22	6.73	2.64	1.20	13.52	2.07	30.72

Tableau II-25 Apports moyens mensuels estimés au site du barrage de Branis

Année	Sept	Oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuel
1972-73	4.873	0.802	0.699	0.788	1.612	2.150	5.315	4.954	0.626	0.618	0.125	0.052	22.614
1973-74	0.022	0.029	0.029	0.405	1.156	0.824	1.377	1.561	0.199	0.155	0.037	0.029	5.838
1974-75	0.493	0.044	0.081	0.199	0.140	0.515	1.509	0.832	1.892	0.221	0.140	0.037	6.095
1975-76	0.920	0.074	0.228	0.294	0.213	1.531	4.049	2.849	0.736	0.736	1.016	0.133	12.765
1976-77	1.826	0.346	1.259	2.554	8.282	2.724	0.567	1.097	0.515	0.331	0.177	0.037	19.699
1977-78	1.413	0.294	0.250	0.155	0.250	0.405	0.324	0.721	0.221	0.081	0.037	0.920	5.072
1983-84	0.125	0.596	0.103	0.118	0.110	0.905	1.134	0.405	0.169	0.118	0.074	0.501	4.358
1984-85	0.074	1.281	0.412	0.081	0.530	4.807	2.989	0.272	1.943	0.110	0.074	0.037	12.617
1985-86	0.405	0.699	0.412	0.258	0.412	1.016	2.591	0.898	0.133	0.110	0.081	0.037	7.052
1986-87	2.194	1.001	0.839	0.942	0.972	0.950	1.435	0.368	0.199	0.103	0.390	1.524	10.910
1987-88	1.347	1.156	0.456	0.103	0.059	0.052	0.052	0.037	0.103	0.228	0.088	0.155	3.828
1988-89	0.530	0.353	0.007	0.037	0.059	1.001	0.611	0.589	0.405	0.883	9.953	0.582	15.017
1989-90	3.806	0.052	0.147	0.096	0.103	0.236	0.287	0.434	0.582	0.074	0.029	0.029	5.874
1990-91	0.022	0.015	0.375	0.383	0.339	0.331	3.276	1.178	0.236	0.088	0.000	0.000	6.250
1991-92	1.031	1.796	0.059	0.236	0.088	0.184	0.582	0.287	1.119	0.110	0.721	0.096	6.309
1992-93	0.103	0.066	1.031	0.280	0.110	0.324	0.655	0.206	0.147	0.191	0.029	0.007	3.143
1993-94	0.103	0.022	0.493	0.375	0.743	0.059	0.221	0.074	0.074	0.015	0.000	0.258	2.444
1994-95	0.096	2.834	0.824	0.074	0.059	0.015	0.420	1.016	0.000	0.000	0.000	0.000	5.330
Xm	1.077	0.637	0.428	0.410	0.847	1.002	1.522	0.988	0.517	0.232	0.721	0.246	8.623
σ_x	1.371	0.758	0.369	0.587	1.908	1.203	1.509	1.194	0.583	0.253	2.320	0.405	5.768
Cv	1.274	1.191	0.861	1.433	2.253	1.201	0.992	1.209	1.128	1.091	3.220	1.646	0.669
Min	0.022	0.015	0.007	0.037	0.059	0.015	0.052	0.037	0.000	0.000	0.000	0.000	2.444
Max	4.873	2.834	1.259	2.554	8.282	4.807	5.315	4.954	1.943	0.883	9.953	1.524	22.614

Recapitulation :

Le tableau suivant englobe les différents résultats trouvés en utilisant les formules empiriques.

Tableau II-26 Apport moyen

Formule	A_0 (Hm ³)
ANRH	4.603
SAMIE	7.94
SOGREAH	6.32

En observant les valeurs trouvées c'est facile de remarquer que les résultats ne sont pas très proches. Mais en comparant avec le résultat trouvé par l'analogie des mesures effectuées au niveau de la station de Djemmorah, on trouve que la formule de SAMIE donne la valeur la plus proche. Donc pour le choix de la valeur représentative de l'apport annuel du bassin versant de Branis parmi les résultats calculés, on a opté pour celle de la formule de SAMIE.

II.5.3. CARACTERISTIQUES D'ÉCOULEMENT

II.5.3.1. Module de l'écoulement

Il est donné par :

$$M_e = A_0 / T \quad (II.25)$$

A_0 : Apport moyen annuel (l).

T : Temps d'une année en secondes.

$$M_e = 251.7 \text{ l/s}$$

II.5.3.2. Module de l'écoulement relatif (module spécifique)

On a :

$$M_0 = M_e / S \quad (II.26)$$

M_e : Module de l'écoulement (l/s).

S : Superficie du bassin (Km²).

$$M_0 = 0.57 \text{ l/s/Km}^2$$

II.5.3.3. Lamme d'eau écoulée

$$L_e = A_0 / S \quad (II.27)$$

$$L_e = 18.12 \text{ mm}$$

II.5.3.4. Coefficient de l'écoulement

Il est donné par :

$$C_e = L_e / P_{\text{moy}} \quad (II.28)$$

$$C_e = 0.07$$

II.5.4. Apports fréquentiels

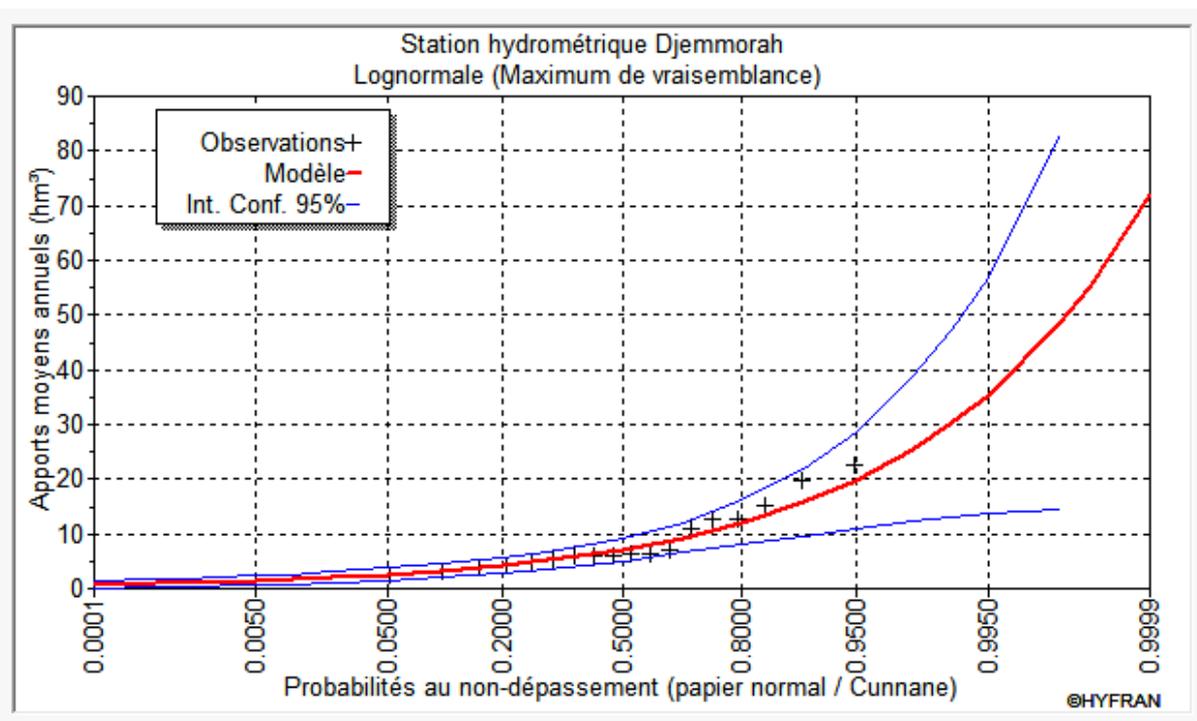
Les apports fréquentiels sont déterminés par l'ajustement de la série des apports de la station hydrométrique de Djemmorah.

II.5.4.1. Ajustement à la loi Log normale

L'ajustement à la loi Log normale nous a donné les résultats suivants :

Tableau II-27 Ajustement des apports annuels

T	q	XT	Ecart type	Intervalle de confiance
10000.0	0.9999	71.9	30.3	N/D
2000.0	0.9995	55.1	20.9	N/D
1000.0	0.9990	48.6	17.5	14.3 - 83.0
200.0	0.9950	35.4	11.0	13.8 - 56.9
100.0	0.9900	30.3	8.71	13.2 - 47.4
50.0	0.9800	25.6	6.73	12.4 - 38.8
20.0	0.9500	19.8	4.53	11.0 - 28.7
10.0	0.9000	15.8	3.17	9.62 - 22.0
5.0	0.8000	12.0	2.07	8.00 - 16.1



Paramètres	Caractéristiques de la population	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	0	2.44
Maximum	Aucun	22.6
Moyenne	8.66	8.62
Ecart-type	5.94	5.77
Médiane	7.15	6.17

$$A_{80\%} = 8.83 \text{ Hm}^3$$

La répartition mensuelle de l'apport annuel suit la même répartition mensuelle des précipitations.

Tableau II-28 La répartition mensuelle de l'apport annuel

Mois	sept	oct	Nov	dec	Janv	Fev	Mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuel
A80% (%)	12.49	7.38	4.97	4.75	9.82	11.61	17.65	11.45	5.99	2.69	8.36	2.86	100.00
A80% (Hm3)	1.50	0.89	0.60	0.57	1.18	1.39	2.12	1.37	0.72	0.32	1.00	0.34	12

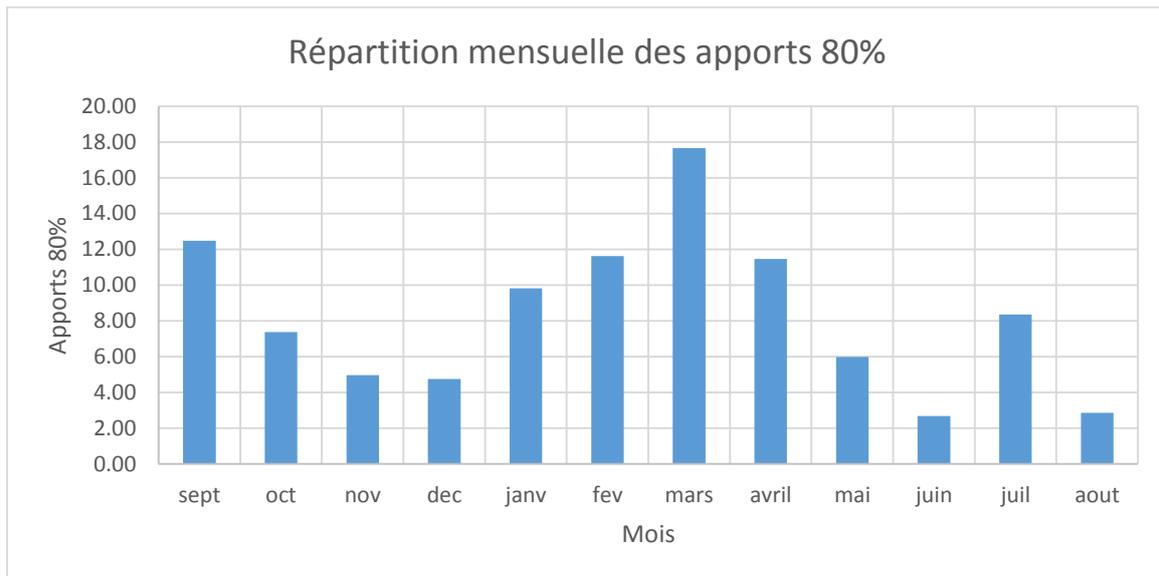


Figure II-19 La répartition mensuelle de l'apport annuel

II.6. ETUDE DES CRUES

La crue est une forte augmentation, un accroissement du débit / de la hauteur d'eau en écoulement.

L'objet de calcul des crues de projet et de chantier est de quantifier un risque : on désire protéger l'ouvrage à réaliser contre un débit de crue Q tout en sachant que le risque d'une crue supérieure n'est pas nul.

Pour la détermination du débit de max. plusieurs méthodes de calcul ont été mises en œuvre :

- Les formules empiriques adaptées en l'Algérie
- Les méthodes statistiques appliquées aux débits maximums observés à la station de Djemmorah.

II.6.1. Débits de pointe-Formules empiriques

II.6.1.1. Formule de Giandotti

$$Q_p = C * P_{tc} * S * (H_{moy} - H_{min}) / 4 * \sqrt{S} + 1.5 L_p \quad (II.29)$$

Avec :

C : Coefficient variable entre 100 et 166, pris égal à 133.

S : Superficie du bassin versant, 438 km².

H_{moy} : Altitude moyenne du bassin, 1219 m.

H_{min} : Altitude de l'exutoire ; au site du barrage, 382 m.

L_p : Longueur du thalweg principal 76.4 km.

P_{tc} : Pluie de courte durée pour $t=T_c=8.57$ h.

T (année)	Tc (heures)	Ptc (mm)	C	Lp (km)	S (km ²)	Qmax(m3/s)
10000	8,81	143.24	133	76.4	438	672
1000	8,81	105.8	133	76.4	438	521
100	8,81	74.39	133	76.4	438	362
50	8,81	65.68	133	76.4	438	317
20	8,81	54.61	133	76.4	438	252
10	8,81	46.47	133	76.4	438	203

II.6.1.2. Formule de Mallet Gauthier

$$Q_p = 2K * \log(1 + A * P_{an}) * S(1 + 4 * \log T - \log S)^{0.5} / L_p^{0.5} \tag{II.30}$$

Avec :

K : Représente la géomorphologie du bassin versant, variable entre 1 et 2

A : Représente les conditions climatiques, variable entre 20 et 30

P_{an} : Pluie annuelle moyenne sur le bassin versant prise égale à 0.270 m

L_p : Longueur du thalweg principal, (km)

T : Période de retour, (années)

S : Superficie du bassin versant, égale à 438 km²

T (année)	K	A	Pan(m)	Lp (km)	S (km ²)	Qp (m3/s)
10000	1.6	20	0.27	76.4	438	489.85
1000	1.6	20	0.27	76.4	438	416.06
100	1.6	25	0.27	76.4	438	359.59
50	1.6	20	0.27	76.4	438	293.49
20	1.6	20	0.27	76.4	438	244.00
10	1.6	20	0.27	76.4	438	198.53

II.6.1.3. Formule de SOKOLOVSKY

$$Q_{\max,p\%} = \frac{0.28 \cdot (P_{ct} - H_0) \cdot \alpha \cdot F \cdot S}{T_c} \tag{II.31}$$

Avec :

F : Coefficient de forme de la crue : $F = 12 / (4 + 3 \cdot \gamma)$

H₀ : C'est la perte d'eau initiale. Au nord de l'Algérie $H_0 = 7$ mm

Pour $S < 50$ Km²----- $\gamma = 2$.

Pour un bassin boisé avec un sol peu perméable----- $2 \leq \gamma \leq 2.5$

Pour un bassin boisé ----- $3 \leq \gamma \leq 4$.

On prend : $\gamma = 2$. D'où : $F = 1.2$

S : Superficie du bassin (Km²).

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

$$\alpha_p = \frac{\sqrt{X_p} - \sqrt{H_0}}{\sqrt{X_p} + \sqrt{H_0}}$$

Où :

X_p : Précipitation de fréquence donnée qui correspond au temps de concentration.

P_{tc} : Pluies de courte durée.

T (année)	Ptc	α	Tc	F	S	Qp (m3/s)
10000	143.24	0.634	8.57	1.2	438	1492.45
1000	105.8	0.591	8.57	1.2	438	1002.39
100	74.39	0.531	8.57	1.2	438	613.93
50	65.68	0.508	8.57	1.2	438	511.67
20	54.61	0.473	8.57	1.2	438	386.49
10	46.47	0.441	8.57	1.2	438	298.77

II.6.2. Ajustement statistiques des valeurs observées-Station de Djemmorah

L'existence de la station hydrométrique de Djemmorah nous permet d'utiliser des mesures pour la détermination du débit max pour différentes fréquences. Pour cela utilise l'ajustement de la série des débits maximum à la loi log- normal.

T	q	Xt	Standard
10000	0.9999	1851.9	1126.7
1000	0.999	1055.3	547.69
100	0.99	532.86	220.95
50	0.98	417.53	158.34
20	0.95	289.58	95.255
10	0.9	209.19	60.322
5	0.8	141.08	34.885

Test de Khi carré χ^2 :

Hypothèses :

- H_0 : L'échantillon provient d'une loi log normal
- H_1 : L'échantillon ne provient pas d'une loi log normal

Résultat de la statistique : $X^2 = 4.67$

p-value : p= 0.1979

Degrés de liberté : 3

Nombre de classe : 6

Conclusion : nous pouvons accepter H_0 au niveau signification de 5%.

Synthèse des estimations des crues :

Les débits de pointe ont été étudiés en utilisant les formules empiriques adaptées au climat algérien, en analysant les données observées à disposition.

Les formules empiriques, donnent des débits de pointe différents, notamment pour les débits de période de retour supérieure à 100 ans. Les débits estimés restent relativement inférieurs à ceux trouvés par l'ajustement.

Tableau II-29 Débit max selon les différentes méthodes

Période de retour	Ajustement	SOKOLOVSKY	Mallet Gauthier	Giandotti
10000	1851.9	1492.45	489.85	672
1000	1055.3	1002.39	416.06	521
100	532.86	613.93	359.59	362
50	417.53	511.67	293.49	317
20	289.58	386.49	244	252
10	209.19	298.77	198.53	203

Recapitulation :

L'existence du barrage de Bouzina à l'amont du bassin versant de Branis nous oblige de récapituler les débits de pointe naturels du bassin de Branis (459 km²), et laminés par le barrage de Bouzina pour les différentes périodes de retour considérées. Selon l'étude de l'APD de Bouzina, l'effet du laminage des crues est moyen et est de l'ordre de 20% seulement. Cela risque de sur-dimensionner les ouvrages annexes du barrage de Branis, situé à l'aval.

Période de retour (ans)	Crue naturelle de Branis (m ³ /s)	Crue laminée par Bouzina (m ³ /s)
10000	1851.9	2060
1000	1055.3	1411
100	532.86	304
50	417.53	188
20	289.58	93
10	209.19	39

II.7. HYDROGRAMME DE CRUE

Pour la détermination de l'hydro-gramme de crue on utilise la méthode de Sokolovski.

La méthode de Sokolovski se base sur deux formules, la première est en fonction du temps de monté et la deuxième est en fonction du temps de décrue.

La période de monté :

$$Q_m = Q_{max} \left(\frac{t}{t_m} \right)^2 \quad (II.32)$$

La période de décrut :

$$Q_m = Q_{max} \left(\frac{t_d - t}{t_d} \right)^3 \quad (II.33)$$

Avec

:

$$t_m = t_c$$

$$t_d = \delta * t_m$$

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

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

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

t_d : Temps de la décrue en (heures) ;

t_c : Temps de concentration en (heures) ;

δ : Coefficient de forme de l'hydro-gramme de crue.

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

Tableau II-30 Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue δ

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

On prend $\delta = 3$

$$t_m = 8.57 \text{ heures}$$

$$t_d = 8.57 * 3 = 25.71 \text{ heures}$$

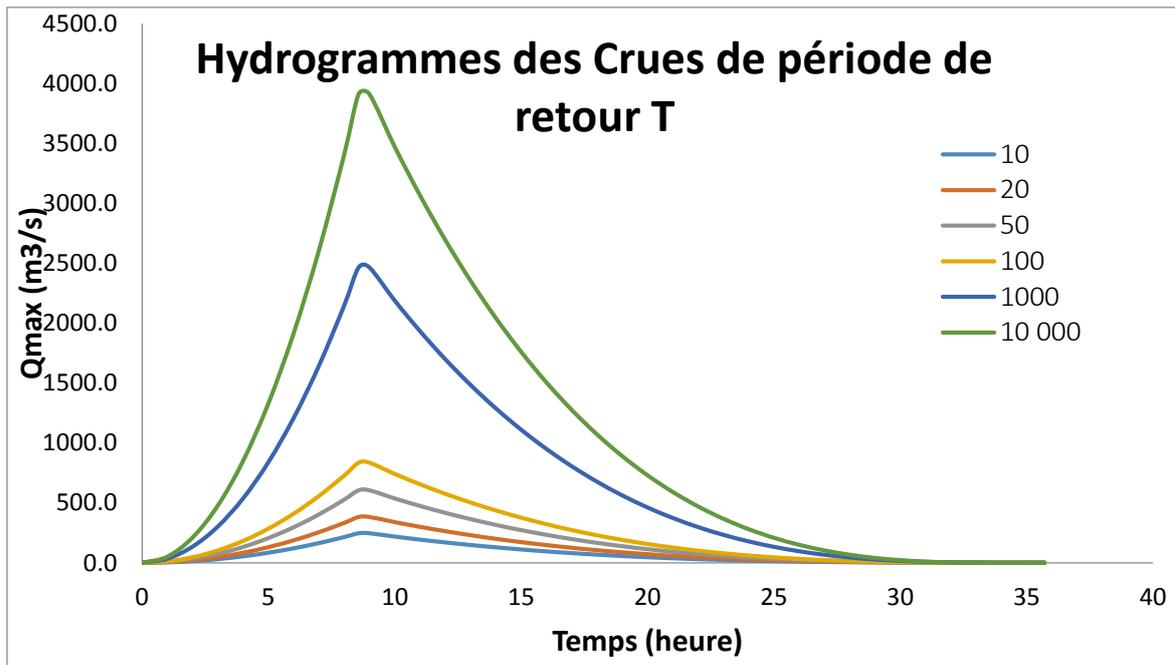


Figure II-20 Hydrogramme de crue selon la période de retour T

II.8. LA CRUE DU PROJET

La crue de ce projet dépend essentiellement de l'importance de l'ouvrage à réaliser, des conséquences qui peuvent se produire à l'aval et des considérations technico-économiques liées à l'aménagement et à l'environnement.

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

- Le comité national australien des grands barrages (CNAGB)
- Le Centre du machinisme agricole du génie rural, des eaux et Forêt CEMAGREF .

Recommandations du comité national Australien des grands barrages

Tableau II-32 Crue de projet recommandée selon ANCOLD, 1986(RIBEIRO, 2009)

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

En tenant compte des caractéristiques géologiques et hydrologiques du bassin versant (précipitations, superficie, perméabilité...) on peut utiliser l'indice global.

L'indice global "I_g" qui est lié à tous ces paramètres tel que :

$$I_g = I_a * I_d * I_r$$

I_a : Représente le produit des indices mineurs (intensité des crues et difficultés topographiques).

I_d : Représente la somme des indices des difficultés géologiques et géotechniques.

I_r : Représente les risques.

1/ Lorsque ($I_g = 1$), cela veut que le risque est faible. Alors, on dimensionne l'évacuateur de crues pour une crue centennale.

2/ Lorsque ($I_g = 2$), cela veut dire que le risque est moyen. Alors, on dimensionne pour la crue centennale avec vérification avec la crue cinquantiennale.

3/Lorsque ($I_g = 3$), le risque est élevé et dans ce cas la plus petite crue de dimensionnement ne doit en aucun cas être inférieure à la crue millénaire.

Tableau II-33 Choix de la crue de projet selon ANCOLD, 1986 (RIBEIRO, 2009)

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

Au niveau du barrage de Branis les connaissances hydrologiques sont faibles, il y a quelques difficultés géologiques et géotechniques et les risques à l'aval ne sont pas trop élevés. Donc on opte pour la crue centennale (pour une période de retour de 1000 ans). C'est-à-dire un débit de : $Q = 2466.30m^3/s$.

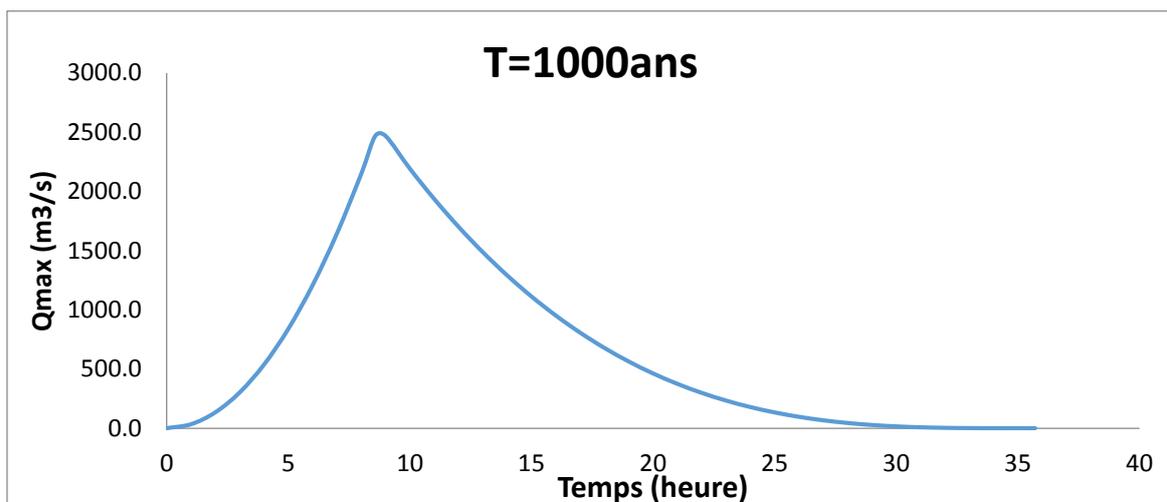


Figure II-21 Hydrogramme de crue pour un épériode de retour 1000ans

II.9. LA CRUE DU CHANTIER

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

Les barrages en remblais sont souvent protégés contre les crues cinquantenales ou même centennale, mais en Algérie, l'ouvrage de dérivation est souvent dimensionné contre les crues dont la période de retour varie entre 10 et 50 ans.

Cependant, lorsque le batardeau est inclus dans la digue, on peut lui attribuer une petite surélévation, car il va être un ouvrage permanent par la suite, par contre, si le batardeau est indépendant de la digue, là il faut chercher la solution la plus économique puisque le batardeau est posé provisoirement.

Donc, en prenant en compte toutes ces exigences, le choix de la crue (20 ans) serait le plus adapté pour la conception des ouvrages de dérivation et prises d'eau.

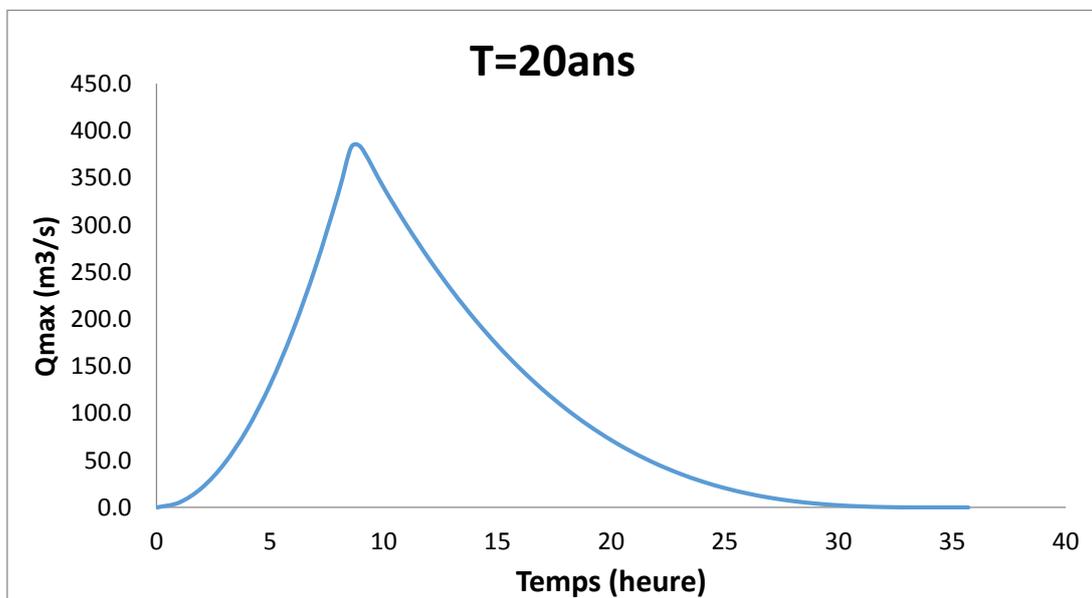


Figure II-22 Hydrogramme de crue pour un période de retour 20ans

$$Q_{\text{Chantier}} = 382.6 \text{ m}^3/\text{s}$$

II.10. ETUDE DES APPORTS SOLIDES

L'un des facteurs les plus essentiels à étudier pour une bonne exploitation des retenues est l'envasement. La lutte contre l'envasement des retenues passe par l'estimation des valeurs les plus probables des apports solides. Pour faire en Algérie des formules empiriques peuvent être utilisées ainsi les observations au niveau des stations hydrométriques.

Pour le cas du barrage de Branis les mesures au niveau de la station de Djemmorah située à l'amont de la retenue sont indisponibles à cause de l'absence des mesures des apports solides. Donc on opte pour l'utilisation des formules empiriques.

Le calcul du volume mort se base sur la formule suivante :

$$V_m = \frac{E_s \times S \times T}{\gamma_s}$$

Avec :

E_s : Erosion spécifique (t/Km²/ans) ;

S : surface du BV (km²) ;

T : temps d'exploitation ($T = 50$ ans) ;

γ_s : Poids spécifique des sédiments (1,2 t/m³).

Pour la détermination de l'érosion spécifique on utilise plusieurs formules :

II.10.1. Formule de Tixeront

La formule de Texiron prend en considération la répartition du bassin versant en fonction de sa perméabilité. Elle se présente sous plusieurs forme sous en fonction de la perméabilité du bassin versant :

$$T_a = \alpha * L_r^{0.15} \quad (II.34)$$

Avec :

T_a : est le taux d'abrasion exprimé en t/km²/an ;

L_r : La lame d'eau ruisselée en mm. $L_e = 18.13$ mm.

α : Dépend de la perméabilité du bassin versant.

$\alpha = 8.5$ Bassin versant à forte perméabilité ;

$\alpha = 75$ Bassin versant à perméabilité moyenne ;

$\alpha = 350$ Bassin versant à perméabilité moyennement faible ;

$\alpha = 1400$ Bassin versant à faible perméabilité ;

$\alpha = 3200$ Bassin versant à imperméabilité ;

$$T_a = 115.83 \text{ t/km}^2/\text{an}$$

II.10.2. Formule de Fournier

$$Es = \frac{1}{36} \left[\frac{Pm^2}{Pa} \right]^{2,65} \left[\frac{h^2}{S} \right]^{0,46} \quad (II.35)$$

Avec :

Es : Taux d'abrasion en (t/Km²/an).

Pm : Pluie mensuelle du mois le plus pluvieux.

Pa : Pluie moyenne annuelle.

$h = 45\% (Hmax - Hmin)$ [m].

S : Surface du bassin versant ($S=438\text{Km}^2$).

AN.:

$h = 872.55\text{m}$, $Pa=270.86\text{ mm}$, $Pm=31.34\text{ mm}$.

D'où : $Es = 26.10\text{ t/Km}^2/\text{an}$

II.10.3. Formule de Saidi

$$Es = 19 \cdot M_0^{1,246} \cdot Ce^{-0,885} \quad (II.36)$$

Avec :

M_0 : Module de l'écoulement spécifique (l/s/km²). $M_0=0.5751\text{ l/s/Km}^2$

Ce : Coefficient de l'écoulement. $Ce=0.07$

Interprétation :

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Formule	Es	Vm
Formule de Tixeront	115.82	2.11
Formule de Fournier	26.10	0.48
Formule de Saidi	100.32	1,83

Les Trois formules utilisées pour la détermination de l'érosion spécifique ont données des valeurs différentes entre 0.48Mm^3 et 2.11Mm^3 . Pour le cas du barrage de Branis on opte au résultat de la formule de Texiront qui est la plus utilisées en Algérie.

Tenant compte du transport solide par charriage qui est estimé de (10 % à 20%) du transport solide en suspension. Prenons la moyenne du transport solide par charriage estimé à 15% de la totalité du transport solide en suspension.

Donc le transport solide par charriage = $0,32\text{Mm}^3$

$$V_m = 2.43\text{Mm}^3$$

II.11. REGULARISATION DES DEBITS

L'objectif de cette étude est de déterminer le volume régularisable par le réservoir de Branis en fonction de la cote de la retenue normale.

II.11.1. Courbe Hauteur Surface Volume

La courbe Hauteur-Surface de la retenue du barrage de Branis découlent d'un levé topographique au 1/5 000ème de l'emprise de la future retenue.

La courbe Hauteur-volume est déterminée en utilisant la formule suivante :

$$\Delta V_i = \frac{S_{i-1} + S_i}{2} \Delta H_i \quad (II.37)$$

Avec :

ΔV_i : Le volume entre deux courbes de niveau consécutives ;

S_{i-1} : Surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_{i-1} ;

S_i : Surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_i ;

Remarque : le volume initiale qui se trouve près du lit de l'Oued est prise égale à :

$$V_1 = \frac{2}{3} \cdot S_1 \cdot \Delta H_1 \quad (II.38)$$

L'équidistance entre les courbes de niveau est égale à 2m.

Tableau II-34 Hauteur Surface Volume (retenue de Branis)

Cote (m.NGA)	Surface (km ²)	Volume (hm ³)
361	0.0000	0.000
362	0.0001	0.000
364	0.0010	0.001
366	0.0034	0.005
368	0.0081	0.016
370	0.0149	0.039
372	0.0269	0.080
374	0.0497	0.156
376	0.0823	0.286
378	0.1023	0.471
380	0.1214	0.694
382	0.1377	0.953
384	0.1648	1.255
386	0.1904	1.610
388	0.2179	2.018
390	0.2508	2.486
392	0.2913	3.028
394	0.3246	3.643
396	0.4423	4.407
398	0.4932	5.342
400	0.5634	6.398
402	0.6096	7.571
404	0.6949	8.874

406	0.7623	10.331
408	0.8177	11.911
410	0.9301	13.657
412	0.9976	15.584
414	1.1186	17.699
416	1.2295	20.047
418	1.3617	22.637
420	1.4698	25.467

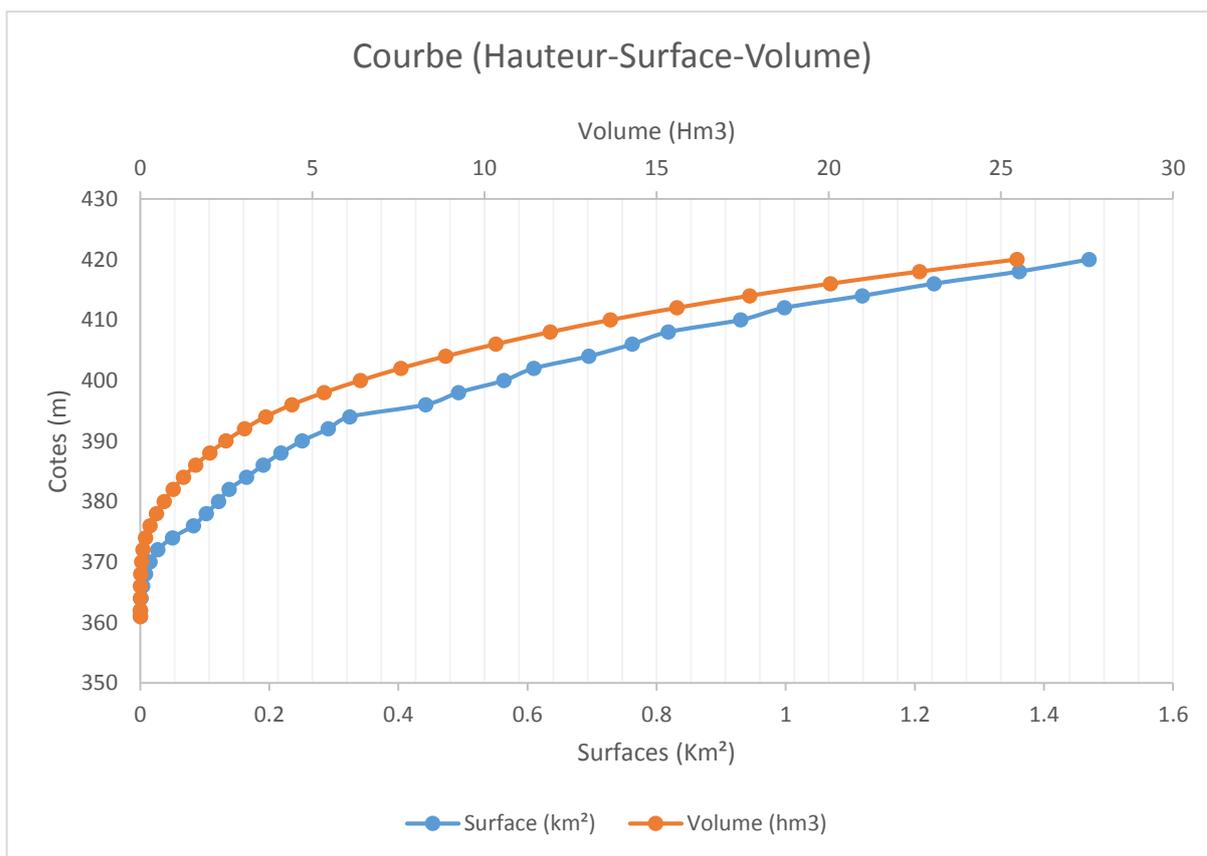


Figure II-23 Courbe Hauteur Surface Volume

II.11.2. Les besoins

Le barrage de Branis est destiné essentiellement à l'irrigation et à l'AEP avec une répartition mensuelle définie dans le tableau ci-dessous :

Tableau II-35 les besoins

Mois	AEP (%)	Irrigation (%)	Besoins totales (Mm3)
Septembre	7%	11%	1.11
octobre	7%	5%	0.55
Novembre	7%	0%	0.08
Décembre	7%	0%	0.08
Janvier	7%	0%	0.08
Février	7%	0%	0.08
Mars	7%	3%	0.36
Avril	7%	7%	0.73
Mai	11%	15%	1.53
Juin	11%	18%	1.81
Juillet	11%	22%	2.18
Août	11%	20%	2

II.11.3. Les apports

II.11.3.1. Les apports du bassin versant

La répartition mensuelle des apports issus de la pluviométrie sur le Bassin versant de Branis est présentée dans le tableau suivant :

Tableau II-36 La répartition mensuelle de l'apport annuel du barrage de Branis

Mois	sept	oct.	nov.	Déc.	janv.	fév.	Mars	avril	mai	juin	juil.	aout	Annuel
A80% (%)	12.49	7.38	4.97	4.75	9.82	11.61	17.65	11.45	5.99	2.69	8.36	2.86	100.00
A80% (Hm3)	1.50	0.89	0.60	0.57	1.18	1.39	2.12	1.37	0.72	0.32	1.00	0.34	12

II.11.3.2. Apports - déversés du barrage de Bouzina

Le barrage de Bouzina est situé à l'intérieur du bassin versant de Branis. Ce qui nous oblige de le prendre en considération pendant l'étude de l'exploitation du barrage de Branis par l'estimation des débits déversés qu'il convient d'ajouter éventuellement aux apports naturels du Bassin Versant de Branis.

Après consultation de l'étude APD du barrage de Bouzina les différents volumes qui concernent le barrage de Bouzina sont trouvés comme suite :

Cote de retenue normale : 1043m, NGA ;

Volume utile : 13 hm³ ;

Volumes régularisables : AEP = 1.25hm³/an --- Irrigation = 2.0 hm³/an ;

Volumes régularisés : AEP = 1.212 hm³/an et Irrigation = 1.92 hm³/an ;

Déversement : 0.328 hm³/an ;

Evaporation : 0.982 hm³/an ;

Dans l'étude de la régularisation du barrage de Branis, les apports par déversement en provenance de Bouzina, ont été pris égal à la moyenne mensuelle des déversements issus de la simulation réalisée sur le barrage de Bouzina sur la période de 144 années. Les déversements exprimés en hm³ sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau II-37 Déversements moyens mensuels du barrage de Bouzina

Année	Sep	Oct	Nov.	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aou	Annuel
Déversement	00	0,027	0,104	0,11	000	0,02	0.03	0,05	00	00	00	00	0.34

II.11.4. Le volume utile

Correspond au volume à stocker par la retenue et destiner à l'utilisation lors de l'exploitation.

Selon les apports et les besoins on définit le type de régularisation :

- Régularisation saisonnière : utilisée pour le cas où les apports sont supérieurs que les demandes.
- La régularisation interannuelle sera effectuée lorsque les apports sont inférieurs à la consommation (on stocke les eaux des saisons humides pour les restituer au cours des saisons sèches).

Pour la détermination du volume utile il y a plusieurs méthodes et on utilise celle du bilan d'eau.

Dans la méthode du bilan d'eau il faut coïncider les hydro-grammes de l'écoulement et de la consommation sur le même graphique.

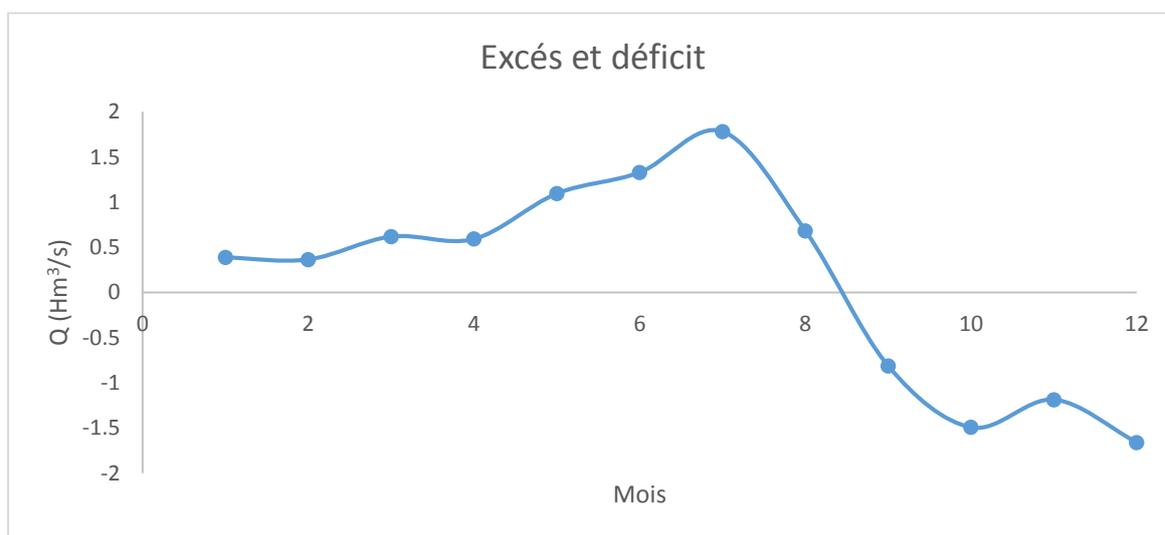


Figure II-24 Hydrogramme de l'écoulement et de la consommation

Dans le cas du barrage de Branis les apports sont supérieures que les besoins, donc on utilise une régularisation saisonnière.

II.11.4.1. Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

Dans cette partie on ne va pas prendre en considération les différentes pertes comme les pertes par évaporation et celle par infiltration. Le calcul se fait suivant deux consignes d'exploitation.

Les procédures de calcul à suivre sont :

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

Tableau II-38 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

Mois	A (80%)	U20%	A-U	1ère consigne			2ème consigne		
				Vrf	Vri	S	Vrf	Vri	S
Sept	1.50	1.11	0.39	2.82	2.43		2.04	2.43	
Oct	0.92	0.55	0.37			2.82	0.00	2.06	2.43
Nouv	0.70	0.08	0.62	3.18	3.18	0.00	1.81	2.43	0.37
Dec	0.68	0.08	0.59	3.80	3.80	0.00	2.10	2.43	0.62
Jan	1.18	0.08	1.10	4.40	4.40	0.00	2.69	2.69	0.33
Fev	1.41	0.08	1.33	5.49	5.49	0.00	3.79	3.79	0.00
Mars	2.15	0.36	1.78	6.82	6.82	0.00	5.12	5.12	0.00
Avril	1.42	0.74	0.68	8.61	7.58	1.02	6.90	6.90	0.00
Mai	0.72	1.53	-0.81	8.27	7.58	0.68	7.58	7.58	0.00
Juin	0.32	1.81	-1.49	6.77	6.77	0.00	6.77	6.77	0.00
Juil	1.00	2.19	-1.19	5.28	5.28	0.00	5.28	5.28	0.00
Auot	0.34	2.00	-1.66	4.09	4.09	0.00	4.09	4.09	0.00
				2.43	2.43	0.00		2.43	0.00
						1.71	= S =	1.71	

Les résultats obtenus sont :

$$V_s = 6.47 \text{ Mm}^3 ;$$

$$V_d = 5.15 \text{ Mm}^3 ;$$

Donc : la retenue fonctionne à un seul temps.

$$V_s > V_d$$

Pour le type de fonctionnement on opte pour le fonctionnement à un temps, donc :

$$V_u = V_d = 5.15 \text{ Mm}^3$$

Le volume normal de la retenue sera : $V_{NNR} = V_u + V_m = 5.15 + 2.43 = 7.58 \text{ Mm}^3$

Graphiques d'exploitation :

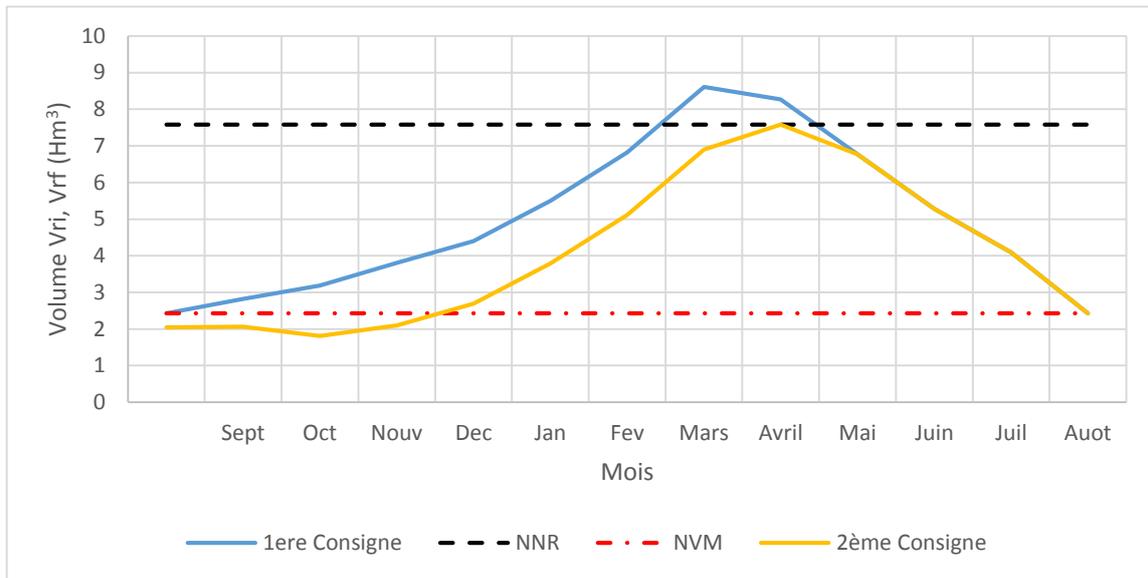


Figure II-25 Graphe d'exploitation

II.11.4.2. Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes)

Deux types de pertes caractérisent la retenue :

- Pertes par évaporation.
- Pertes par infiltration.

A) Pertes par évaporation :

Nous avons :

$$V_{ep} = S_{moy} * E_s \tag{II.39}$$

V_{ep} : Volume perdu à cause de l'évaporation.

E_s : Evaporation mensuelle (mm).

S_{moy} : Surface du plan d'eau correspondant au volume moyen (S_{moy} est déterminée à partir de la courbe capacité-hauteur).

V_{moy} : Volume moyen.

$$V_{moy} = \frac{V_{rf,i} + V_{rf,i+1}}{2} \tag{II.40}$$

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

B) Pertes par infiltration :

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{inf} = \frac{\delta \cdot V_{moy}}{100} \quad (II.41)$$

V_{inf} : Volume perdu à cause de l'infiltration.

δ : Coefficient qui dépend des conditions hydrogéologiques de la cuvette.

V_{moy} : Volume moyen.

Le tableau ci-dessous représente les résultats du calcul des pertes :

Tableau II-39 Calcul des pertes

Mois	Vm (Hm3)	Sm (Km ²)	Es (mm)	Evapo. (Hm3)	Infiltration (Hm3)	II (Hm3)
Sept	2.62	0.24	217.00	0.05	0.03	0.08
Oct	3.00	0.26	145.00	0.04	0.03	0.07
Nouv	3.49	0.30	101.00	0.03	0.03	0.07
Dec	4.10	0.34	73.00	0.02	0.04	0.07
Jan	4.95	0.40	72.00	0.03	0.05	0.08
Fev	6.16	0.48	90.00	0.04	0.06	0.10
Mars	7.20	0.55	138.00	0.08	0.07	0.15
Avril	7.58	0.57	162.00	0.09	0.08	0.17
Mai	7.18	0.54	219.00	0.12	0.07	0.19
Juin	6.02	0.47	307.00	0.14	0.06	0.20
Juil	4.68	0.38	293.00	0.11	0.05	0.16
Auot	3.26	0.28	260.00	0.07	0.03	0.11

Les résultats de la régularisation en tenant compte des pertes sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau II-40 Régularisation des débits en tenant

Mois	A (80%)	V rf	U 20%	II	A-U-II	1ère consigne			2ème consigne		
						V rf	V rf	S	V rf	V ri	S
Sept	1.50	2.43	1.11	0.08	0.31	2.74	2.43				
		2.82					2.74	0.00	2.16	2.43	0.27
Oct	0.92	3.18	0.55	0.07	0.30	3.04	3.04	0.00	2.47	2.47	0.00
		3.80					3.59	0.00	2.77	2.77	0.00
Dec	0.68	4.40	0.08	0.07	0.53	4.12	4.12	0.00	3.32	3.32	0.00
		5.49					5.14	0.00	3.85	3.85	0.00
Jan	1.18	6.82	0.08	0.10	1.23	6.36	6.36	0.00	4.87	4.87	0.00
		7.58					8.00	0.00	6.09	6.09	0.00
Fev	1.41	7.58	0.74	0.17	0.52	8.51	8.24	0.27	7.73	7.73	0.00
		7.77					7.24	0.00	8.24	8.24	0.00
Mars	2.15	6.77	1.81	0.20	-1.70	5.54	5.54	0.00	7.24	7.24	0.00
		5.28					4.20	0.00	5.54	5.54	0.00
Juin	0.32	4.09	2.19	0.16	-1.35	4.20	4.20	0.00	5.54	5.54	0.00
		2.43					2.43	0.00	4.20	4.20	0.00
Juil	1.00	2.43	2.00	0.11	-1.77	2.43	2.43	0.00	4.20	4.20	0.00
		2.43					2.43	0.00	4.20	4.20	0.00
Auot	0.34	2.43	2.00	0.11	-1.77	2.43	2.43	0.00	4.20	4.20	0.00
		2.43					2.43	0.00	4.20	4.20	0.00
						0.27	= S =		0.27		

On trouve :

$$V_s = 6.08 \text{ Mm}^3. V_d = 5.81 \text{ Mm}^3.$$

Donc : la retenue fonctionne à un seul temps.

$$V_s > V_d \text{ D'où : } V_u = V_d \text{ Alors : } V_u = 5.81 \text{ Mm}^3.$$

$$\text{Le volume normal de la retenue sera : } V_{NNR} = V_u + V_m = 8.24 \text{ Mm}^3$$

Nous avons :

$$E = (V_u' - V_u) / V_u = (5.81 - 5.15) / 5.15 = 12.82\% > 2\%.$$

Donc on doit faire des approximations successives du volume moyen. Le tableau suivant regroupe les résultats trouvés :

Tableau II-41 Calcul des pertes

	Vm	Sm (Km ²)	Es	Evapo	Infiltration	II (Mm3)
Sept	2.59	0.23	217.00	0.05	0.03	0.08
Oct	2.89	0.26	145.00	0.04	0.03	0.07
Nouv	3.32	0.29	101.00	0.03	0.03	0.06
Dec	3.86	0.33	73.00	0.02	0.04	0.06
Jan	4.64	0.38	72.00	0.03	0.05	0.07
Fev	5.77	0.45	90.00	0.04	0.06	0.10
Mars	7.20	0.55	138.00	0.08	0.07	0.15
Avril	8.15	0.60	162.00	0.10	0.08	0.18
Mai	7.77	0.58	219.00	0.13	0.08	0.20
Juin	6.40	0.50	307.00	0.15	0.06	0.22
Juil	4.87	0.39	293.00	0.12	0.05	0.16
Auot	3.31	0.29	260.00	0.07	0.03	0.11

On refait le calcul de la régularisation saisonnière en prenant en considération les pertes trouvées après les approximations successives.

Tableau II-42 Après les approximations successives

Mois	A (80%)	U 20%	II	A-U-II	1 ere consigne			2eme consigne		
					Vrf	Vri	S	Vrf	Vri	S
sept	1.50	1.11	0.08	0.31	2.74	2.43				
oct	0.92	0.55	0.07	0.30		2.74	0.00	2.16	2.43	0.27
Nouv	0.70	0.08	0.07	0.55	3.04	3.04	0.00	2.47	2.47	0.00
Dec	0.68	0.08	0.07	0.53	3.59	3.59	0.00	2.77	2.77	0.00
Jan	1.18	0.08	0.08	1.02	4.12	4.12	0.00	3.32	3.32	0.00
Fev	1.41	0.08	0.10	1.23	5.14	5.14	0.00	3.85	3.85	0.00
Mars	2.15	0.36	0.15	1.64	6.36	6.36	0.00	4.87	4.87	0.00
Avril	1.42	0.74	0.17	0.52	8.00	8.00	0.00	6.09	6.09	0.00
Mai	0.72	1.53	0.19	-1.00	8.51	8.24	0.27	7.73	7.73	0.00
Juin	0.32	1.81	0.20	-1.70	7.24	7.24	0.00	8.24	8.24	0.00
juil	1.00	2.19	0.16	-1.35	5.54	5.54	0.00	7.24	7.24	0.00
auot	0.34	2.00	0.11	-1.77	4.20	4.20	0.00	5.54	5.54	0.00
					2.43	2.43	0.00	4.20	4.20	0.00
							0.27	2.43		0.27
								= S =		

On trouve :

$$V_s = 6.09 \text{ Mm}^3. \quad V_d = 5.85 \text{ Mm}^3.$$

Donc : la retenue fonctionne à un seul temps.

$$V_s > V_d \text{ D'où : } V_u = V_d \text{ Alors : } V_u = 5.85 \text{ Mm}^3.$$

$$\text{Le volume normal de la retenue sera : } V_{NNR} = V_u + V_m = 8.28 \text{ Mm}^3$$

Nous avons :

$$E = (V_u' - V_u) / V_u = (5.85 - 5.81) / 5.81 = 0.69\% < 1\%.$$

$$\text{Le volume utile est égal : } V_u = 5.85 \text{ Mm}^3$$

$$\text{Donc le volume NNR : } V_{NNR} = 8.28 \text{ Mm}^3$$

II.12. LAMINAGE DES CRUES

Le laminage est un processus de calculs utilisé pour la détermination du débit et la charge déversant à travers un évacuateur de crue. Ce calcul servi dans le dimensionnement de l'évacuateur de crue qui est un ouvrage important dans les barrages.

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

$$Q \cdot dt = q \cdot dt + S \cdot dh \quad (II.42)$$

Q : Le débit entrant de la crue.

.q : Le débit déversé par l'évacuateur de crue (débit laminé).

S : La surface du plan d'eau de la cuvette.

Le débit cumule à l'instant t est :

$$Q - q = S \cdot \frac{dh}{dt} \quad (II.43) \quad Q - q = S \cdot \frac{dh}{dt}$$

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

Plusieurs méthodes peuvent être utiles lors du calcul du laminage comme ceux de Hildenblate, Sorensen, Blakmore, Kotcherine, Patapov, Step by step , Muskingum ainsi que d'autres méthodes, nous retenons la méthode de Muskingum du faite qu'elle donne des résultats precise et c'est l'une des méthodes qui nous permet d'obtenir l'hydrogramme de sortie.

II.12.1. METHODE MUSCKINGUM

Elle se base sur l'équation de Saint-Venant qui est utilisable même pour un écoulement non permanent.

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial y}{\partial x} = gA(S_0 - S_f) + q \frac{Q}{A} \quad (II.44)$$

L'équation de continuité est la suivante :

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad (II.45)$$

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

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

$$S_0 = S_f \quad (II.46)$$

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

$$I - O = \frac{dS}{dt} \quad (II.47)$$

Ou :

I (Input ou Inflow) : désigne le débit d'entrée Q_E .

O (Output ou Outflow) : désigne le débit de sortie Q_S .

S : L'emménagement ou le stockage.

Si on cherche à déterminer le volume stocké entre deux temps t_1 et t_2 on a l'équation suivante :

$$\Delta S = S_1 - S_2 = \left(\frac{I_1 + I_2}{2} - \frac{O_1 + O_2}{2} \right) dt \quad (II.48)$$

En simplifiant cette équation on trouve :

$$2 \frac{S_2}{\Delta t} + O_2 = I_1 + I_2 + 2 \frac{S_1}{\Delta t} + O_1 - 2O_1 \quad (II.49)$$

Dans cette équation on a deux inconnus. Donc pour la résoudre on a besoin d'une deuxième équation qu'on va déterminer de la courbe caractéristique :

$$\frac{dS}{dt} + O = f(O) \quad (II.50)$$

II.12.1.1. Principe de la méthode de solution

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

Pour traduire le bilan d'eau, l'équation III.31 s'applique encore. Elle peut être réécrite :

$$2 \frac{S_2}{\Delta t} + O_2 = I_1 + I_2 + 2 \frac{S_1}{\Delta t} + O_2 - 2O_1 \tag{II.51}$$

- Les indices 1 et 2 désignent respectivement le début et la fin d'un intervalle de temps.
- I_1 et I_2 , qui représentent les débits d'entrée au début et à la fin de l'intervalle, sont connus car l'hydrogramme d'entrée du réservoir est supposé connu à tous les instants.
- S_1 et O_1 sont connus car ils constituent les conditions initiales qui prévalent avant le début de la crue. Au cours de la crue, S_1 et O_1 sont connus à cause récursivité des calculs.

Cette équation permet de résoudre partiellement le problème. Elle permet de calculer la quantité inconnue $[2S_2 / \Delta t + O_2]$ en fonction d'autres quantités connues qui figurent dans le membre de droite. Le stockage et le débit de sortie au début d'un intervalle sont calculés à la fin de l'intervalle précédent.

Pour estimer la valeur du débit de sortie O_2 il faut trouver une deuxième relation. Pour faire il est possible de construire pour chaque réservoir sa propre courbe caractéristique $\frac{2S}{\Delta t} + O = f(O)$. Cette courbe est indépendante de l'hydrogramme d'entrée du réservoir. Elle ne dépend que des propriétés géométriques du réservoir et de sa structure d'évacuation. Et à partir de cette courbe on peut extraire une relation entre O et $\frac{2S}{\Delta t} + O$.

Tableau III.36 Valeurs de h et les plages de variation en période de crue

h_1	S_1	O_1	$2S_1 / \Delta t + O_1$
h_2	S_2	O_2	$2S_2 / \Delta t + O_2$
h_3	S_3	O_3	$2S_3 / \Delta t + O_3$
...
h_n	S_n	O_n	$2S_n / \Delta t + O_n$

Les deux dernières colonnes du tableau permettent de tracer la fonction cherchée $f(O) = \frac{2S}{\Delta t} + O$.

Calcul du débit de sortie

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

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

$$Q = C.B.H^{3/2} = C.B.(h - z)^{3/2} \quad (II.52)$$

Ou :

C : constante qui tient compte de la forme du déversoir ;

B : la largeur de déversoir ;

H : la charge au-dessus de la crête z en avant du déversoir ;

.h : la profondeur d'eau en amont du déversoir.

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

$$Q = mA\sqrt{2gh} \quad (II.53)$$

Ou :

.m : est une constante de débit

A : est la section d'écoulement

.h : est la hauteur d'eau à partir du centre de la section d'écoulement jusqu'à la surface libre.

Calcul du volume stocké :

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

$$S = A.h \quad (II.54)$$

Avec :

S : le volume stocké ;

.h : la hauteur d'eau ;

A : la surface du plan d'eau.

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

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

$$S = a_0 + a_1h + a_2h^2 + a_3h^3 + \dots + a_nh^n \quad (II.55)$$

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

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

II.12.1.2. Procédure de calcul avec la méthode de Muskingum

Pour déterminer les conditions aux limites qui concernent la hauteur H on utilise la formule du débit :

$$Q = mb\sqrt{2g}H^{3/2} \quad (II.56)$$

Pour $b=40\text{m}$ et $m=0.49$: $Q = 86.82 H^{3/2}$ Donc $H = \left(\frac{Q}{86.82}\right)^{2/3}$

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

La valeur maximal de débit d'entrée $Q = 2466.30\text{m}^3/\text{s}$ (déterminé depuis l'hydrogramme de crue dans la partie hydrologique) nous donne la plage à couvrir avec le variable H : $2466.3=86.82 H^{3/2}$, soit $H_{\text{max}} = 9.31\text{m}$.

Avec la courbe de tendance qui définit la relation entre les surfaces et les hauteurs on va avoir une équation qui va être utile pour le calcul des surfaces pour la détermination de la courbe caractéristique de la retenue.

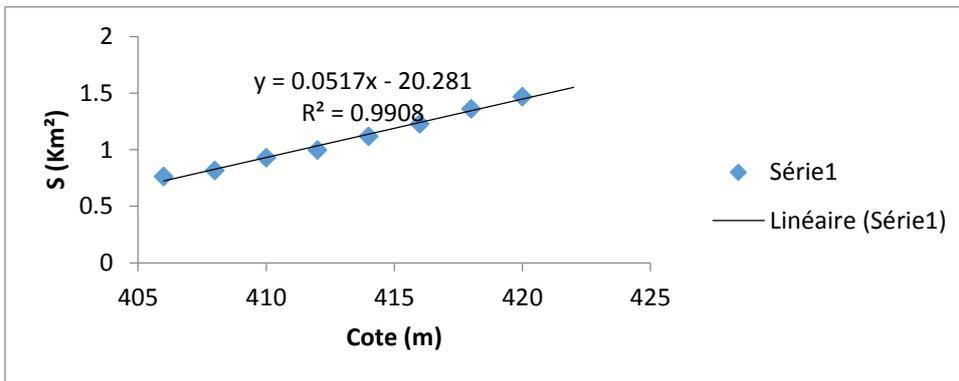


Figure II-26 courbe surface-hauteur

La relation trouvée est : ($Y = 0.0517x - 20.281$) avec un coefficient de corrélation $R^2=0.99$.

Maintenant on peut tracer la courbe caractéristique du barrage $f(Q_s) = (2S/\Delta t + Q_s)$:

H : varie entre 0 et la hauteur maximale 9.31m

S : est déterminée en utilisant la courbe Surface-hauteur.

Le tableau suivant regroupe les résultats trouvés pour des valeurs choisi de H :

Tableau II-43 La courbe caractéristique du barrage

Cote (m)	H (m)	Surface (m)	S (m ³)*10 ⁶	O (m ³ /s)	2S/Dt +O
403.54	0	0.58	0.00	0.00	0.00
404.04	0.5	0.61	0.30	30.69	199.55
404.54	1	0.63	0.63	86.82	438.88
405.04	1.5	0.66	0.99	159.49	709.13
405.54	2	0.69	1.37	245.56	1007.13
406.04	2.5	0.71	1.78	343.17	1331.05
406.54	3	0.74	2.21	451.12	1679.65
407.04	3.5	0.76	2.67	568.47	2052.02
407.54	4	0.79	3.16	694.54	2447.47
408.04	4.5	0.81	3.67	828.75	2865.42
408.54	5	0.84	4.20	970.65	3305.42
409.04	6	0.87	5.20	1275.95	4163.84
409.54	7	0.89	6.25	1607.88	5077.61
410.04	8	0.92	7.34	1964.45	6044.75
410.54	9	0.94	8.50	2344.06	7063.65

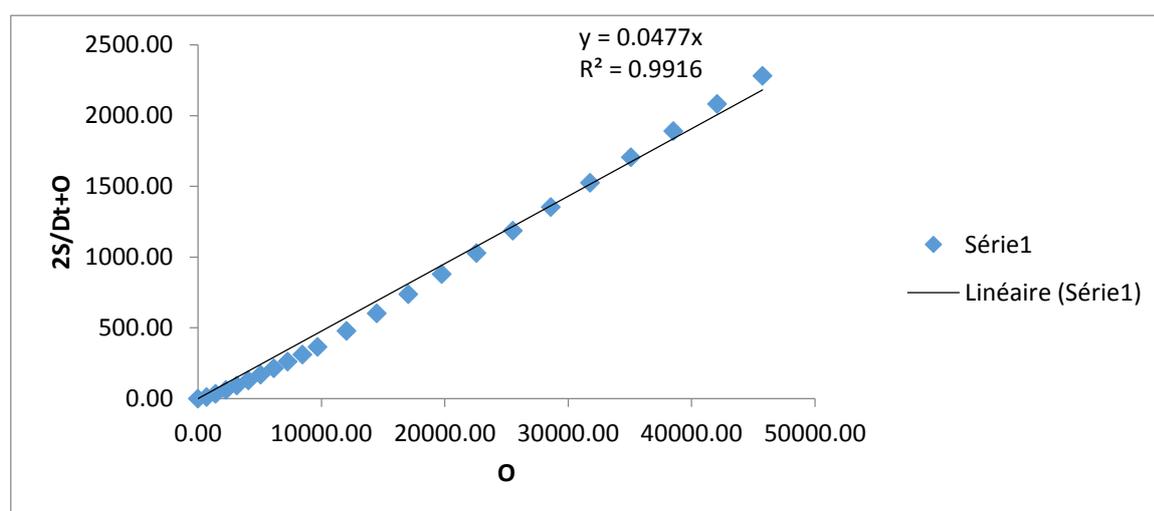


Tableau II-44 La courbe caractéristique du barrage

Cette courbe est utile pour la détermination de l'hydrogramme de sortie.

Tableau II-45 résultats de calcul de l'hydrogramme de crue pour une largeur de 40m

T(h)	I	I1+I2	2S/Dt+O	(2S/Dt+O)-2O	O
0	0.0	0	0	0	0
1	33.6	33.58	33.58	30.38	1.60
2	134.3	167.90	198.28	179.36	9.46
3	302.2	436.54	615.91	557.15	29.38
4	537.3	839.51	1396.66	1263.41	66.62
5	839.5	1376.79	2640.21	2388.33	125.94
6	1208.9	2048.40	4436.73	4013.46	211.63
7	1645.4	2854.32	6867.79	6212.60	327.59
8	2149.1	3794.57	10007.17	9052.49	477.34
8.57	2466.3	4615.44	13667.92	12364.00	651.96
9	2466.30	4932.60	17296.60	15646.51	825.05
10	2189.57	4655.87	20302.37	18365.53	968.42
11	1934.35	4123.91	22489.44	20343.95	1072.75
12	1699.77	3634.12	23978.07	21690.56	1143.75
13	1484.98	3184.75	24875.31	22502.20	1186.55
14	1289.08	2774.06	25276.26	22864.90	1205.68
15	1111.22	2400.30	25265.20	22854.90	1205.15
16	950.52	2061.74	24916.64	22539.59	1188.52
17	806.11	1756.63	24296.22	21978.36	1158.93
18	677.13	1483.24	23461.60	21223.37	1119.12
19	562.69	1239.81	22463.18	20320.19	1071.49
20	461.93	1024.62	21344.81	19308.52	1018.15
21	373.98	835.91	20144.43	18222.65	960.89
22	297.97	671.96	18894.61	17092.06	901.27
23	233.03	531.00	17623.07	15941.82	840.62
24	178.28	411.31	16353.14	14793.05	780.04
25	132.86	311.14	15104.19	13663.25	720.47
26	95.89	228.76	13892.01	12566.71	662.65
27	66.51	162.41	12729.12	11514.76	607.18
28	43.84	110.36	11625.11	10516.08	554.52
29	27.02	70.86	10586.94	9576.95	505.00
30	15.16	42.18	9619.13	8701.46	458.83
31	7.41	22.57	8724.04	7891.76	416.14
32	2.89	10.30	7902.06	7148.21	376.93
33	0.73	3.61	7151.82	6469.54	341.14
34	0.05	0.78	6470.31	5853.05	308.63
35.57	0.00	0.05	5853.10	5294.71	279.19

Pour terminer il faut déterminer l'hydrogramme de crue pour différentes valeurs de largeur. Le graphe suivant regroupe les résultats trouvés pour différentes largeurs :

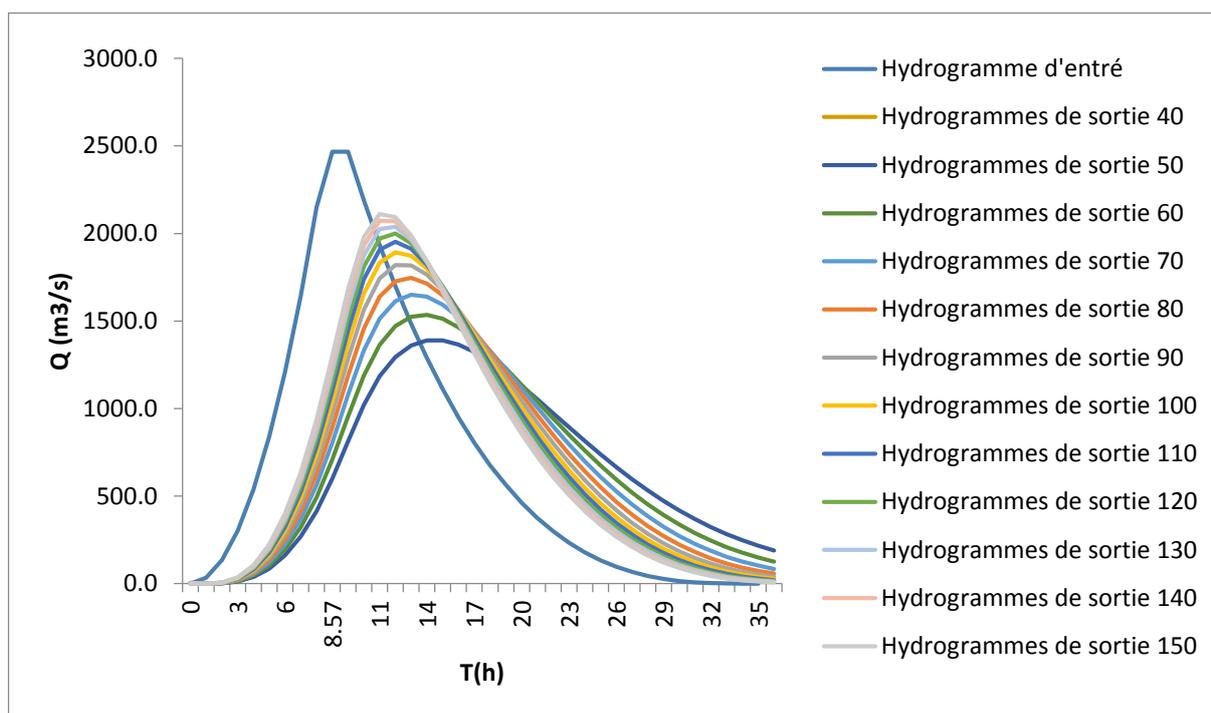


Figure II-27 Laminage par la méthode de Muskingum

Depuis l'hydrogramme de crue on peut extraire des caractéristiques selon la largeur du déversoir comme le débit à évacuer, le volume forcé et la lame déversée :

Tableau II-46 Caractéristiques de la retenue en fonction des différentes largeurs

B	H	NPHE	Q	V _{Forcé}
(m)	(m)	(m)	(m ³ /s)	(m ³)
40	5.778	409.32	1205.68	6.52
50	5.471	409.01	1388.82	5.72
60	5.180	408.72	1535.46	5.22
70	4.905	408.45	1650.58	3.72
80	4.659	408.20	1746.15	3.52
90	4.426	407.97	1818.92	3.22
100	4.236	407.78	1892.52	3.12
110	4.059	407.60	1952.05	3.07
120	3.892	407.43	1999.72	3.02
130	3.737	407.28	2038.09	2.92
140	3.596	407.14	2072.28	2.82
150	3.478	407.02	2111.82	2.72

II.13. Etude d'optimisation

Cette étude consiste à déterminer la largeur optimale de l'évacuateur de crue correspondante à la hauteur optimale de la digue, afin d'obtenir le devis le plus économique de l'aménagement.

Pour faire il faut évaluer le coût approximatif de l'ouvrage pour les différentes largeurs déversantes correspondantes aux différentes hauteurs de la digue pour choisir la plus économique.

II.13.1. Revanche

C'est la différence de niveau entre la crête du barrage et la côte des plus hautes eaux. Elle est en fonction de la hauteur des vagues H , de la vitesse du vent U et de la vitesse de propagation des vagues V dans la retenue.

Pour le calcul de la revanche plusieurs formules sont à utiliser :

a) Formule de MALLET et PAQUANT

$$R = h + \frac{V^2}{2g} + S \quad (II.57)$$

$$h = \frac{1}{2} + \frac{1}{3} \sqrt{F} \quad (II.58)$$

Avec :

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

F : Largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et la direction du barrage appelée Fetch qui doit être inférieure à 18Km [$F = 1,5\text{km}$] ;

S : Marge de sécurité = 0.5m ;

Et

$$V = \frac{3}{2} + \frac{2}{3} h \quad (II.59)$$

Donc :

$$h = 0,5 + 0,33\sqrt{1,5} = 0,91 \text{ m}$$

$$V = 1,5 + 0,66 \cdot h = 1,5 + 0,66 \cdot 0,91 = 2,11 \text{ m/s}$$

$$R = 0,91 + \frac{2,11^2}{2 \cdot 9,81} + 0,5 = 1,64 \text{ m}$$

b) Formule USBR

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

$$H = 0,75 + 0,34 \cdot \sqrt{F} - 0,26 \cdot \sqrt[4]{F} \quad (II.60) \quad R = 0,75 + \frac{V^2}{2g}$$

Donc :

$$H = 0.878$$

$$V = 1.5 + 2.H = 1.5 + 2 \times 0.96 = 2.085 \text{ m/s}$$

$$R = 1.16 \text{ m}$$

c) Formule Simplifiée

$$R = 1 + 0,3\sqrt{F} \quad (II.61)$$

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{1,5} \cdot \sqrt{2,5} = 1,37 \text{ m}$$

Conclusion : On prend la valeur la plus proche à la moyenne. Donc : **R=1,64m**

II.13.2. Tassement

Le tassement est calculé par les formules suivantes :

$$T = 0.015 h_b \quad (II.62)$$

$$T = 0.001 h_b^{3/2} \quad (II.63)$$

D'où :

T = Tassement de la crête du barrage.

h_b = Hauteur du barrage.

Les tassements sont estimés à 0,7 m.

II.13.3. Largeur en crête

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

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

- *Formule T.KNAPPEN* $b = 1,65H_b^{0.5} \quad (II.64)$

- *Formule E.F.PREECE* $b = 1,1H_b^{0.5} + 1 \quad (II.65)$

- *Formule SIMPLIFIEE* $b = 3,6.H^{1/3} - 3 \quad (II.66)$

- *Formule pratique* $b = 5 / 3 \sqrt{H_b} \quad (II.67)$

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

$$H_b = NNR - C_f + h_{dév} + R + t \quad (II.68)$$

Tableau II-47 Variation de la hauteur du barrage

b (m)	H(m)	NPHE(m)	Q (m3/s)	V forcé (m3)	Revanche (m)	tassements (m)	Crête (m)	H b (m)
50	5.471	409.01	1388.82	14	1.64	0.7	411.35	55.8
60	5.18	408.72	1535.46	13.5	1.64	0.7	411.06	55.12
70	4.905	408.45	1650.58	12	1.64	0.7	410.79	54.63
80	4.659	408.2	1746.15	11.8	1.64	0.7	410.54	54.26
90	4.426	407.97	1818.92	11.5	1.64	0.7	410.31	53.98
100	4.236	407.78	1892.52	11.4	1.64	0.7	410.12	53.74
110	4.059	407.6	1952.05	11.35	1.64	0.7	409.94	53.55
120	3.892	407.43	1999.72	11.3	1.64	0.7	409.77	53.38
130	3.737	407.28	2038.09	11.2	1.64	0.7	409.62	53.24
140	3.596	407.14	2072.28	11.1	1.64	0.7	409.48	53.12
150	3.478	407.02	2111.82	11	1.64	0.7	409.36	53.01

Tableau II-48 Les largeurs en crête obtenues par les différentes formules

Formules utilisées	La largeur en crête b(m)										
	50m	60m	70m	80m	90m	100m	110m	120m	130m	140m	150m
T. KNAPEEN	12.44	12.32	12.25	12.20	12.15	12.12	12.10	12.07	12.06	12.04	12.03
E.F.PREECE	9.29	9.22	9.17	9.13	9.10	9.08	9.06	9.05	9.04	9.03	9.02
Simplifiée	10.84	10.76	10.70	10.66	10.63	10.61	10.59	10.57	10.56	10.54	10.53
Pratique	12.56	12.45	12.37	12.32	12.28	12.24	12.22	12.20	12.18	12.16	12.15

II.13.4. Calcul des coûts

II.13.4.1. Coût de la digue

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

$$V_b = \sum V_i \quad (II.69)$$

$$V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot L \quad (II.70)$$

Avec :

V_i : le volume de barrage à la cote i .

L_i : distance entre deux coupes voisines.

S_i : section transversale correspondante à la coupe i , donnée par la formule :

$$S_i = \frac{b + B_i}{2} \cdot H_i \quad (II.71)$$

$$B_i : \text{largeur de base ;} \quad B_i = (m_1 + m_2) H_i + b \quad (II.72)$$

m_1, m_2 : fruits de talus amont et aval du barrage. ($m_1=3, m_2=2.5$).

H_i : hauteur de la tranche au point i , donnée par :

$$H_i = \text{NNR-Cf} + R + H_d + t$$

Pour les frais des talus de la digue amont et aval on prend respectivement 3 et 2, 5 mètre. Le prix du mètre cube de remblai est estimé à 800 DA.

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

Tableau II-49 Coût de la digue selon la largeur B

B (m)	H b (m)	V b (m3)	Coût (10 ⁶ DA)
50	55.80	425346.00	340.28
60	55.12	420181.96	336.15
70	54.63	418617.15	334.89
80	54.26	419274.59	335.42
90	53.98	421583.11	337.27
100	53.74	424582.59	339.67
110	53.55	428485.69	342.79
120	53.38	432713.71	346.17
130	53.24	437477.84	349.98
140	53.12	442589.96	354.07
150	53.01	447855.53	358.28

II.13.4.2. Coût de l'évacuateur de crues

Le déversoir :

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

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

$$\frac{Y}{H} = 0,47 \left(\frac{X}{H} \right)^{1,80} \quad (II.73)$$

Avec :

H : Charge sur le seuil ;

Y : Ordonnée du profil (m) ;

X : Abscisse du profil (m).

Le volume du déversoir sera :

$$V_d = S * B \quad (II.74)$$

Avec :

S : Section transversale (m²).

B : Largeur De déversoir (m).

En fixant le mètre cube de béton à 30 000DA, le coût du déversoir pour les différentes largeurs sont représenté dans le tableau suivant :

Tableau II-50 Coût de déversoir

B (m)	H (m)	S (m²)	V (m³)	Prix (DA)
50	4.92	275	1353	40 590 000
60	4.24	245	1038.8	31 164 000
70	3.75	170	637.5	19 125 000
80	3.38	134	452.92	13 587 600
90	3.1	124	384.4	11 532 000
100	2.86	96	274.56	8 236 800
110	2.67	90	240.3	7 209 000
120	2.5	88	220	6 600 000
130	2.36	66	155.76	4 672 800
140	2.24	64	143.36	4 300 800
150	2.13	62	132.06	3 961 800

II.13.4.3. Calcul du coût du coursier

Le coursier est de section rectangulaire avec une longueur approximative de 58m (carte topographique).

Le volume du béton de coursier est calculer par :

$$V_{\text{béton}} = S_{\text{Béton}} \cdot L_{\text{coursier}} \quad (II.75)$$

Les épaisseurs du radier et des murs bajoyer sont pris respectivement de 1m et 0.7m.

La largeur de coursier est donnée par :

$$b_{\text{coursier}} = (Q_{e,\text{max}})^{0.4} \quad (II.76)$$

Tableau II-51 Coût de coursier en fonction de la largeur diversante

B (m)	H (m)	Q (m ³ /s)	b coursier (m)	S radier (m ²)	H murs (m ²)	S murs (m ²)	S tot.	V béton (m ³)	Coût (10 ⁶ DA)
50	5.471	908.69	15.25	15.25	6.27	4.39	19.64	1139.30	34178981.85
60	5.18	1050.64	16.17	16.17	5.98	4.19	20.35	1180.37	35411096.52
70	4.905	1169.15	16.87	16.87	5.71	3.99	20.86	1210.16	36304759.35
80	4.659	1268.88	17.43	17.43	5.46	3.82	21.25	1232.74	36982195.57
90	4.426	1352.79	17.89	17.89	5.23	3.66	21.54	1249.51	37485439.74
100	4.23	1423.39	18.25	18.25	5.03	3.52	21.77	1262.88	37886376.70
110	4.059	1483.17	18.56	18.56	4.86	3.40	21.96	1273.50	38205106.88
120	3.892	1533.32	18.80	18.80	4.69	3.28	22.09	1281.13	38434026.82
130	3.737	1577.62	19.02	19.02	4.54	3.18	22.20	1287.34	38620131.03
140	3.596	1632.76	19.28	19.28	4.40	3.08	22.36	1296.88	38906307.25
150	3.478	1682.67	19.52	19.52	4.28	2.99	22.51	1305.64	39169095.94

II.13.4.4. Canal d'approche :

Le canal d'approche est un dispositif qui permet de réduire au minimum les pertes d'énergie et guider calmement la crue vers le seuil déversant, supposant sa forme est rectangulaire avec une charge d'eau H, une revanche de 1.64m et hauteur de pelle de 2.85m.

La hauteur totale du mur est déterminer par :

$$H_{ca} = H + R + P \quad (II.77)$$

Le volume du canal d'approche est déterminer par :

$$V = S.e = L.H_{ca}.e \quad (II.78)$$

Avec :

L : déterminée dans carte topographique de site. L=50m. e : prise 0.5m.

Tableau II-52 Coût du canal d'approche

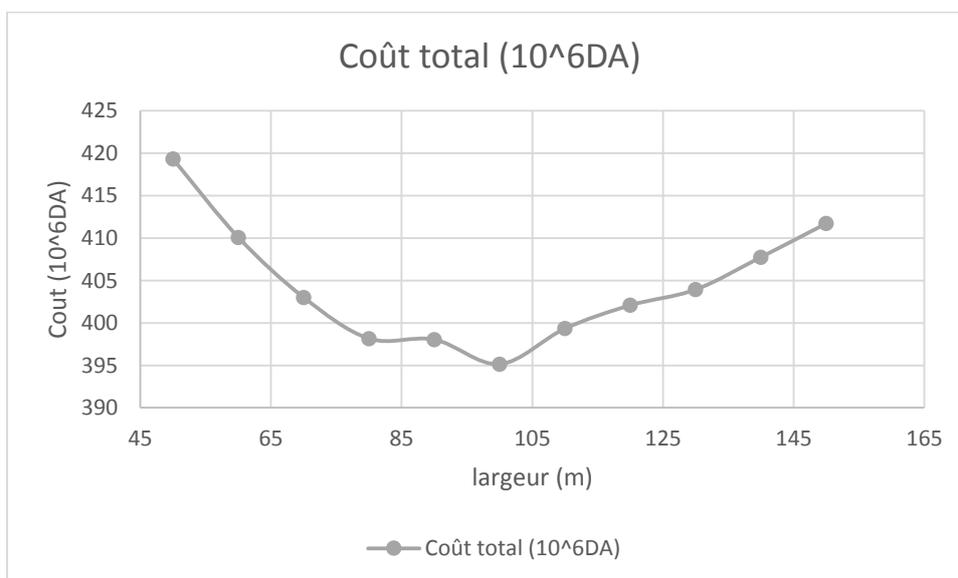
B (m)	Hd (m)	Hca (m)	S (m ²)	V (m ³)	Coût (10 ⁶ DA)
50	5.471	9.961	498.05	24902.5	14941500
60	5.18	9.67	483.5	29010	14505000
70	4.905	9.395	469.75	32882.5	14092500
80	4.659	9.149	457.45	36596	13723500
90	4.426	8.916	445.8	40122	13374000
100	4.23	8.72	436	43600	13080000
110	4.059	8.549	427.45	47019.5	12823500
120	3.892	8.382	419.1	50292	12573000
130	3.737	8.227	411.35	53475.5	12340500
140	3.596	8.086	404.3	56602	12129000
150	3.478	7.968	398.4	59760	11952000

II.13.4.5. Coût total du barrage

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

Tableau II-53 Le cout du barrage en fonction de la largeur diversante

B (m)	Hd(m)	Digue (10 ⁶ m ³)	Evacuateur	Coût total (10 ⁶ DA)
50	5.471	340.28	89.039	429.319
60	5.18	336.15	79.935	416.085
70	4.905	334.89	68.115	403.005
80	4.659	335.42	62.735	398.155
90	4.426	337.27	60.776	398.046
100	4.236	339.67	55.480	395.150
110	4.059	342.79	56.546	399.336
120	3.892	346.17	55.912	402.082
130	3.737	349.98	53.956	403.936
140	3.596	354.07	53.684	407.754
150	3.478	358.28	53.441	411.721



Après l'étude d'optimisation on opte pour une largeur diversante de 45m

Largeur déversante	Lame déversante	Débit déversant
100m	4.23m	1892.52 m ³ /s

II.14. Conclusion

Ce chapitre regroupe les différentes démarches qu'on a suivi afin de déterminer des paramètres hydrologiques concernant le barrage de Branis à savoir l'étude climatologique, la pluviométrie, les apports ainsi que l'étude des crues. Dans cette partie on trouve aussi l'étude de régularisation des débits dans laquelle on a déterminé les différents volumes de la retenue ainsi les cotes correspondantes.

la partie laminage des crues et l'étude d'optimisation qui viennent en suite pour déterminer la largeur déversant optimale de l'évacuateur de crue qui correspond au cout globale minimal du barrage. Les resultat de ce chapitre sont resumé dans le tableau ci-dessous :

Tableau II-54 Récapitulatif de l'étude de la régularisation et du laminage

Paramètre	Unités	Valeurs
Volume mort	Mm ³	2.43
Volume utile	Mm ³	5.85
Volume au NNR	Mm ³	8.28
Volume forcé	Mm ³	3.12
NVM	m NGA	390
Côte du fond	m NGA	355
Côte NNR	m NGA	403.54
Côte NPHE	m NGA	407.78
Côte en crête	m NGA	408.74
Largeur du déversoir	m	100
Charge déversée	m	4.23
Débit diversement	m ³ /s	1892.52

Chapitre III. ETUDE DES VARIANTES DE L'EVACUATEUR DE CRUE ET LES OUVRAGES ANNEXES

III.1. INTRODUCTION

Les ouvrages annexes représentent la partie la plus essentiel dans un barrage réservoir. Les ouvrages annexes sont indispensables pour l'exploitation de la retenue et pour assurer la sécurité du barrage telle qu'ils jouent le rôle majeur dans la transition des eaux depuis le bief amont vers le bief aval.

Notre principal objectif dans ce chapitre est le choix de la variante de l'évacuateur de crue la plus réponsus aux conditions topographiques, géologiques et économique de l'axe de l'évacuateur, comme on va affronter le dimensionnement des autres ouvrages annexes à savoir la prise d'eau et le vidange de fond.

III.2. Généralité

L'évacuateur de crue est un ouvrage vital pour la sécurité du barrage notamment en remblai, le but à atteindre par un évacuateur de crue est de conduire le débit de crue dans le lit de la rivière à la fois le plus économiquement et le plus surement possible.

La classification des évacuateurs de crues est faite suivants différents critères :

1. Le type de fonctionnement hydraulique :
 - Evacuateur de surface.
 - Evacuateur en charge.
 - a. Evacuateur de crues en puits.
 - b. Evacuateur siphon sommaire pour petit barrage.
 - c. Evacuateur siphon à faible charge et fort débit.
2. L'emplacement par rapport à la digue :
 - Evacuateur central.
 - Evacuateur latéral.
 - a. Evacuateur latéral à entonnement frontal.
 - b. Evacuateur latéral à entonnement latéral.

III.3. Le choix du type de l'évacuateur

Le choix du type de l'évacuateur de crues dépend essentiellement des conditions topographiques, géologiques et économiques.

L'évacuateur de surface est placé selon les cas sur l'une des rives (évacuateur latéral) ou au centre du barrage (évacuateur central). Il est constitué en général d'un seuil déversant ou un déversoir latéral ou frontal suivi d'un coursier aboutissant à un bassin dissipateur d'énergie, puis au lit du cours d'eau. Cette solution présente un avantage considérable : en cas de forte crue dépassant le débit de la crue de projet, les aboutissements et affouillements éventuels n'atteindront pas le barrage et seront en général limités.

Dans l'évacuateur en charge l'eau transitée vers l'aval du barrage par une galerie ou par une conduite de gros diamètre disposée sous le barrage ou latéralement en rive. Cette conduite est

alimentée par l'intermédiaire d'un puits ou d'une tour, ou par un déversoir de surface à crête ronde souvent circulaire appelé tulipe.

Le barrage de Branis est de type barrage en voute et on propose deux variantes d'évacuateur de crue à étudier, un évacuateur de surface à seuil libre implanté en partie latérale du barrage (évacuateur latérale à entonnement frontale) et un autre en charge qu'il s'agit d'un évacuateur en siphon.

III.4. Evacuateur latérale à entonnement frontale

Dans ce type de déversoir le déversement est effectué d'une façon coaxiale à l'axe de l'évacuateur. Ce dernier est composé des parties suivantes :

- Canal d'approche (Canal d'entrée)
- Déversoir
- Chenal d'écoulement
- Convergent (Transition)
- Coursier
- Élément de dissipation (bassin de dissipation)
- Risberme
- Canal de sortie

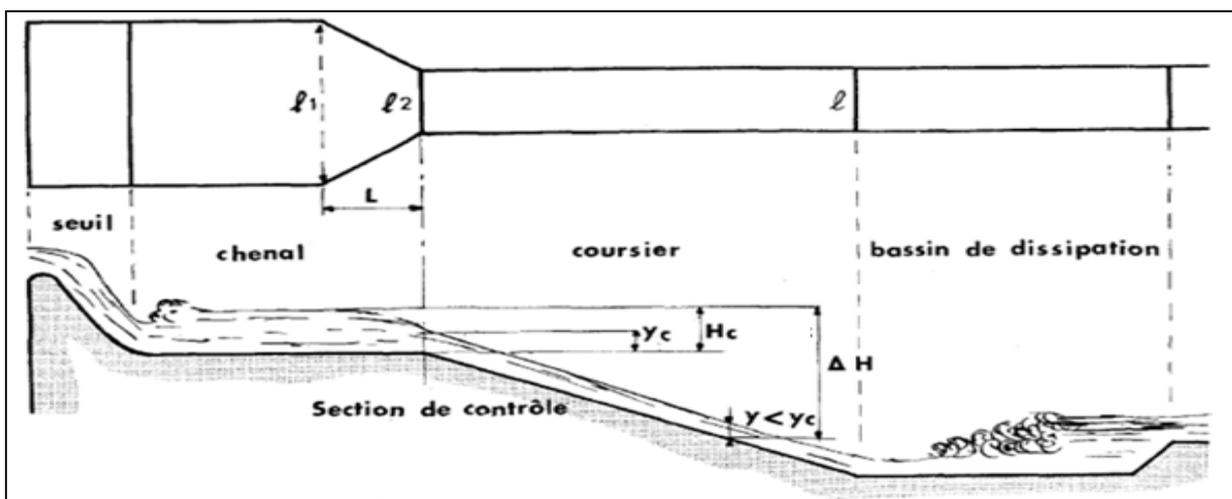


Figure III-1 Composants d'un évacuateur frontal

Dimensionnement et calcul hydraulique

Pour le calcul hydraulique de l'évacuateur de crues, on a besoin des données suivantes

- Le débit maximum à évacuer : $Q_{év.} = 1892.52 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Longueur déversant : $L = 100 \text{ m}$
- Charge hydraulique au-dessus du déversoir : $H = 4.23 \text{ m}$
- Côte de la retenue normale : $NNR = 403.54 \text{ m}$

III.4.1.1. Canal d'approche

Le canal d'approche est un dispositif permet de guider l'écoulement calmement vers le seuil du déversoir.

La vitesse d'approche (V_a) doit être calculée pour vérifier l'influence de l'écoulement sur le canal d'approche. V_a est le rapport entre le débit à évacuer et la section du canal :

$$V_a = \frac{Q_{\max 0.1\%}}{S_c} \quad (III.1)$$

Avec :

V_a : La vitesse d'approche en m/s ;

$Q_{\max 0.1\%}$: Le débit maximal à évacuer m³/s;

S_c : La section du canal (une section rectangulaire) = $b \cdot h + m \cdot h^2$;

b : Largeur du déversoir en m ;

h : Charge hydraulique (m) ;

$h = H + P$ (P est la hauteur de pelle et H est la charge).

Pour $H=4.23$ on trouvera $P=3m$: $\frac{P}{H} = 0.71$ (Design of Small Dams ; 1987.Figure 9.23)

Donc $h = 3.00+4.23 = 7.23m$

Et $S = 100 \times 7.23 + 7.23^2 = 775.27m^2$;

$$V_a = \frac{1892.52}{775.27} = 2.44 \text{ m/s}$$

Pour un sol de Calcaire et grès calcifiés la vitesse admissible est $V_{adm} = (3.7)m/s$ (annexe) pour une charge $h > 5m$.

On $V=2.44m/s < V_{adm}$. Don on n'aura pas de risque d'affouillement et d'érosion.

Calcul de la pente de talus du canal d'approche

La pente du talus est en fonction du type de matériau du sol. Dans notre cas, le canal est rectangulaire en béton.

Le talus m_2 est supposé égal à 1.

La pente du radier du canal d'approche

Supposant l'écoulement au niveau du canal d'approche à un régime uniforme, donc :

$$Q = \frac{1}{n} S \cdot R^{2/3} I_0^{1/2} \quad (III.2)$$

Avec :

Q : débit déversant ; (m³/s).

S : section mouillée ; (m²).

R : rayon hydraulique ; (m).

n : coefficient de Manning (n=0.03 pour le canal roche de section prismatique)

Donc :

$$I_0 = \left(\frac{n \cdot V}{R^2} \right)^2 \quad (III.3)$$

$$R = \frac{S}{\chi}$$

Avec :

V : la vitesse au niveau du canal 2.44m³/s ;

χ : périmètre mouillé du canal ;

AN : S = 723m² ; $\chi = 114.46\text{m}$; R = 6.32m

Donc : $I_0 = 3.358 \times 10^{-6}$

Hauteur du mur du canal d'approche

La revanche du canal est calculée d'après la formule suivante

$$Re = 0.6 + 0.05V(H)^{1/3} \quad (III.4)$$

Re= 0.80m

D'où la hauteur de mur est

$$H_m = H + P + Re \quad (III.5)$$

$H_m = 4.23 + 3 + 0.8 = 8.03\text{m}$

Longueur du canal d'approche

La longueur du canal d'approche est déterminée d'après la topographie, elle est égale à 3m

III.4.1.2. Déversoir

METHODE Waterways Experiment Station (WES)

Des essais expérimentaux ont été effectués par l'USBR (1948) sur la forme de la nappe liquide franchissant un déversoir à paroi mince. Ces essais ont été utilisés par l'USCE (U.S. Army Corps of Engineers) et plusieurs formes standard ont été développées et sont désignées par WES (Waterways Experiment Station). Ces formes répondent à l'équation suivante :

$$x^n = KH_0^{(n-1)} y \quad (III.6)$$

Avec :

x, y : Les coordonnées longitudinale et verticale du profil du déversoir.

H_0 = Charge d'eau sur le déversoir (m).

K et n : sont des paramètres dépendant de la pente de la paroi amont de l'ouvrage.

Le tableau suivant regroupe les valeurs de K et de n en fonction de la pente amont du déversoir standard.

Tableau III-1 Valeurs des paramètres K et n

Pente amont	k	n
Verticale	2	1.85
3/1	1.936	1.83
3/2	1.939	1.81
3/3	1.873	1.77

Calcul du rayon de raccordement du déversoir avec le bassin de dissipation

Pour $\frac{p^*}{H_0} \leq 19$ on utilise la formule suivante :

$$R_{ac} = H_0 \left[1 + 0.25 \frac{P^*}{H_0} - 0.0004 \left(\frac{P^*}{H_0} \right)^{2.5} \right] \quad (III.7)$$

Et pour $\frac{p^*}{H_0} > 19$ on utilise la formule suivante :

$$R_{ac} = H_0 \left[2.9 \left(\frac{P^*}{H_0} \right)^{0.128} \right] \quad (III.8)$$

Avec :

H_0 : Charge d'eau sur le déversoir (m).

P^* : la hauteur du parement en aval.

Calcul de la hauteur du parement en aval. P*

$$P^* = \left(Y_1 + \frac{Q_d^2}{18.46 B_d^2 Y_1^2} \right) - H_0 \quad (III.9)$$

$$Y_1 = \sqrt[3]{\frac{Q_d^2}{88.29 B_d^2}} \quad (III.10)$$

Où :

Y_1 = Profondeur de l'eau au pied du déversoir (m).

Q_d = Débit du projet (m³/s).

B_d = Longueur de la lame déversante (m).

H_0 = Charge d'eau sur le déversoir (m).

Calcul des paramètres et des coordonnées des points A et B

$$\begin{aligned} R_1 &= 0.460 H_0 \\ R_2 &= 0.199 H_0 \\ X_c &= 0.220 H_0 \\ Y_c &= 0.780 H_0 \\ X_a &= -0.124 H_0 \\ Y_a &= 0.017 H_0 \\ X_b &= -0.07 H_0 \\ Y_b &= 0.209 H_0 \end{aligned} \quad (III.11)$$

Méthodologie pour dessiner le profil du seuil du déversoir

On suppose que l'axe des ordonnées "Y" est l'axe de la digue et que l'axe des abscisses "X" se trouve à la hauteur "P" du fond de l'évacuateur de crues.

On place les points **A**, **B**, et **C**, dont les ordonnées ont été précédemment calculées (X_A, Y_A) ; (X_B, Y_B) ; (X_C, Y_C).

On trace deux arcs, en donnant pour centre le point **B**, depuis **C** jusqu'à **A** et un autre en donnant pour centre le point qui est l'intersection de la ligne qui passe par **A** et **B** avec l'axe "Y", depuis **A** jusqu'à **O**.

On détermine ensuite le profil aval du déversoir par la formule (III.6) jusqu'à ce que la valeur de "P*" coïncide avec l'ordonnée "Y". Le parement "P*" est déterminé par la formule(III.9).

On trace dans l'intersection du profil de la dalle du fond du déversoir un arc de raccordement calculé par les formules (III.7) et(III.8). On doit chercher le point E avec un compas par itération.

On trace la pente du parement supérieur depuis le point **C** jusqu'au fond avec la pente (3:2). Ensuite, apparaissent trois tableaux pour la détermination des coordonnées des points **A**, **B** et **C** ; le rayon de raccordement R_{rac} et les ordonnées X_i et Y_i du profil du déversoir.

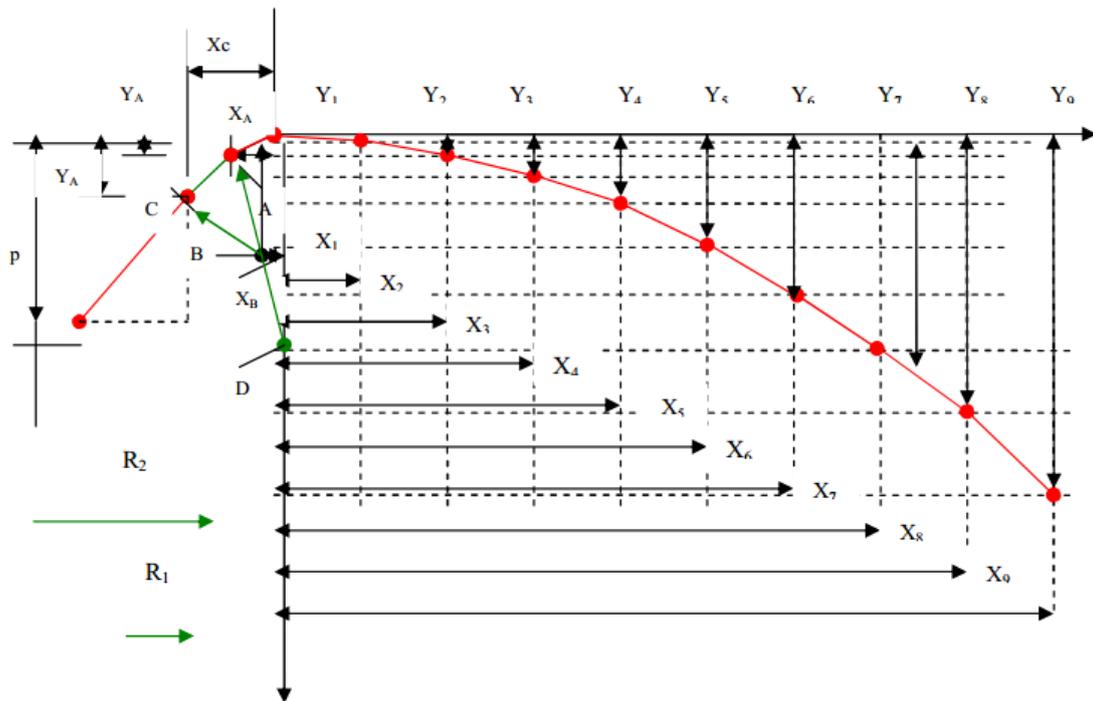


Figure III-2 tracé du profil du déversoir par WES

Les calculs

a) Données initiales :

$$Q_d = 1892.52 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H = 4.53 \text{ m} \quad B_d = 100.00 \text{ m}$$

$$\text{Un coefficient de débit } m_0 = 0.49$$

b) Calcul de la hauteur du parement amont "P" :

$$P = 0.50H_0 = 2.26 \text{ m}$$

c) Calcul du profil en amont du déversoir Type WES :

Paramètre	Valeur
Xa	-0.56
Ya	0.08
Xb	-0.32
Yb	0.95
Xc	1
Yc	3.53
R1	2.08
R2	0.9

d) Calcul de P^* ce paramètre est déterminé par les formules (III.9) et (III.10) :

$$Y_1 = 2.014m$$

$$P^* = 2.27m$$

Ces résultats sont obtenus en appliquant la formule (III.6), 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^* calculé.

e) Calcul du rayon de raccordement avec la formule (III.12) ou(III.13) :

$$P^*/H_0 = 3.35 < 19 \text{ donc } \text{Rac} = 5.35m$$

f) Calcul du profil en aval du déversoir :

Le tableau ci-dessus regroupe les résultats des coordonnées du profil déversoir obtenus par la méthode WES :

Tableau III-2 calcul du profil du déversoir par la méthode WES

x/Hd	y/Hd	Hd	X	y	Y (lame d'eau)
0	-0.755	4.23	0	-3.19365	0
0.2	-0.681	4.23	0.846	-2.88063	0.10160655
0.4	-0.586	4.23	1.692	-2.47878	0.3662918
0.6	-0.465	4.23	2.538	-1.96695	0.7755254
0.8	-0.32	4.23	3.384	-1.3536	1.32048262
1	-0.145	4.23	4.23	-0.61335	1.9953368
1.2	0.055	4.23	5.076	0.23265	2.7957705
1.4	0.294	4.23	5.922	1.24362	3.71837407
1.6	0.563	4.23	6.768	2.38149	4.76034227
1.8	0.857	4.23	7.614	3.62511	5.91929994

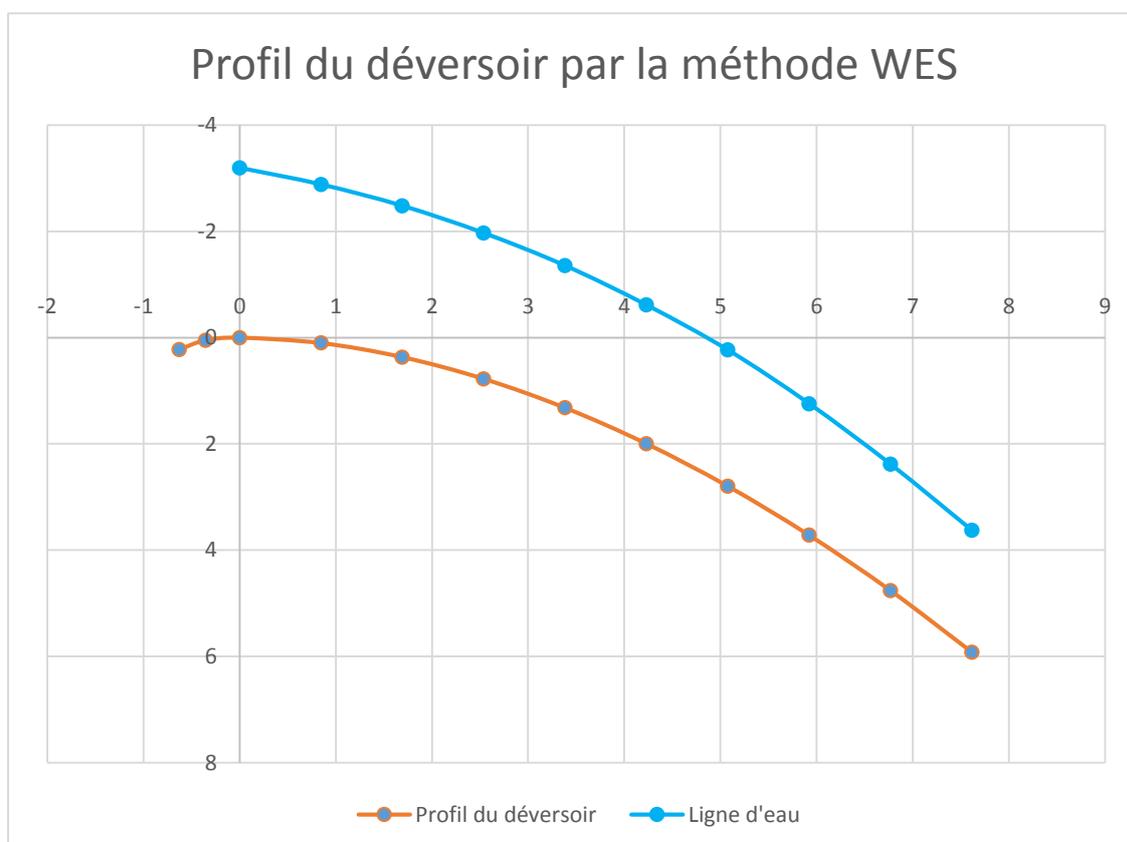


Figure III-3 Profil du déversoir

III.4.1.3. Chenal d'écoulement

La trace du chenal doit être aussi rectiligne que possible avec une faible pente (inférieure à la pente critique) pour que le régime y soit fluvial. Il est en général de section rectangulaire. Dans notre cas, le chenal a une largeur de 100 m, une pente de 0.1% et une longueur déterminée topographiquement de 20 m.

- La profondeur critique :

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{B^2 g}} \quad (\text{III.14})$$

Avec :

Q : Le débit maximum à évacuer en m³/s ;

B : La largeur du déversoir en m.

Application numérique :

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{1}{9.81} \times \left(\frac{1892.52}{100}\right)^2} = 3.32 \text{ m}$$

- La pente critique :

La pente critique se détermine par la formule de Manning suivante :

$$Q = KSR_H^{2/3} I^{1/2} \quad (\text{III.15})$$

Avec :

R_H : rayon hydraulique en m ;

I : pente en m/m ;

S : section mouillée en m² ;

K : coefficient de Manning – Strickler : ce coefficient dépend de la nature des parois.

K = 20 à 40 Pour des canaux rocheux en mauvais état.

K = 80 à 100 Pour le béton lisse et fonte revêtue.

On prend : K = 80 m^{1/3}/s

Pour une section rectangulaire :

$$I_{cr} = \left[\frac{Q(B + (2h_c))^{2/3}}{K(B \cdot h_c)^{5/3}} \right]^2 \quad (\text{III.16})$$

Application numérique :

$$I_{cr} = 1.12 \times 10^{-3} \text{ m/m}$$

$I = 1.10^{-3} \text{ m/m} < I_{cr} = 0.00112 \text{ m/m} \Rightarrow$ La condition de la pente pour le chenal d'écoulement est vérifiée.

– La profondeur normale (h_n):

La profondeur normale h_n est la profondeur qui apparaît pour le débit Q et la pente I du chenal si l'écoulement était uniforme. Cette profondeur se déduit de la formule de Chézy :

$$Q = S \cdot C \cdot \sqrt{R \times I} \quad (III.17)$$

Avec :

S : Section du chenal d'écoulement en m^2 .

C : Coefficient de Chézy (caractérise le frottement) en $[m^{1/2}/s]$

$$C = \frac{R^{1/6}}{n} \quad (III.18)$$

n : Coefficient de rugosité de Manning en $[s/m^{1/2}]$.

Les valeurs de n sont en fonction du type du canal. On prend : $n = 0.013 \text{ s}/m^{0.5}$ (béton).

R : Rayon hydraulique en m .

$$R = \frac{S}{P} = \frac{B h_n}{2 h_n + B} \quad (III.19)$$

P : Le périmètre mouillé en m .

B : La largeur du chenal d'écoulement en m .

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante :

$$Q = \frac{1}{n} I^{1/2} (b h_n)^{5/3} (2 h_n + b)^{-2/3} \quad (III.20)$$

La résolution de cette équation se fait par la méthode des itérations. Les résultats des calculs sont présentés dans le tableau suivant.

D'où : $h_n = 3.43m$

$h_n > h_c \Rightarrow$ La condition pour la hauteur normale dans le chenal d'écoulement est vérifiée et l'écoulement est fluvial.

III.4.1.4. Convergent

Le convergent est l'ouvrage intermédiaire entre le chenal d'écoulement et le coursier, sa largeur au début est égale à celle du chenal d'écoulement et égale à sa fin à celle du coursier.

Son rôle est de guider les filets d'eau jusqu'au coursier avec une augmentation du niveau du plan d'eau à l'entrée du coursier.

Le convergent doit être dimensionné de telle sorte que la condition suivante est vérifiée :

$$\tan(\theta) < (1/3Fr)$$

On pose l'équation suivante :

$$tg(\theta) = \frac{1}{3Fa} \quad (\text{III.21})$$

Avec :

Fa : Froude moyen

$$Fa = \frac{v_{moy}}{\sqrt{gh_{moy}}} \quad (\text{III.22})$$

h_{moy} : hauteur moyen

$$h_{moy} = \frac{h_c + h_n}{2} \quad (\text{III.23})$$

h_c : hauteur critique.

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{B^2g}} \quad (\text{III.24})$$

Donc $h_c = 3.32\text{m}$ et $h_n = 3.43\text{m}$ $h_{moy.} = 3.375\text{m}$

Calcul de la section moyenne :

$$S_{moy} = B.h_{moy} \quad (\text{III.25})$$

$$S_{moy} = 337.5\text{m}^2$$

Le périmètre moyen :

$$P_{moy} = B + 2.h_{moy} \quad (\text{III.26})$$

$$P_{moy} = 106.75\text{m}$$

Le rayon hydraulique moy. :

$$R_{moy} = \frac{S_{moy}}{P_{moy}} \quad (\text{III.27})$$

$$R_{moy} = 3.16\text{m}$$

Le coefficient de Cheezy (n=0.013) :

$$C_{moy} = \frac{1}{n} R_{moy}^{1/6} \quad (\text{III.28})$$

$$C_{moy} = 243.2\text{m}^{1/2}\text{s}^{-1}$$

La pente moyenne :

$$i_{moy} = \frac{Q^2}{C^2 S^2 R} \quad (III.29)$$

$$I_{moy} = 1.68 \times 10^{-4} \text{m/m}$$

La vitesse moyenne :

$$V_{moy} = C_{moy} \cdot \sqrt{i_{moy} R_{moy}} \quad (III.30)$$

$$V_{moy} = 5.61 \text{m/s}$$

Froude moyen :

$$F_a = \sqrt{\frac{C_{moy}^2 \cdot i_{moy} \cdot B}{g \cdot P_{moy}}} \quad (III.31)$$

$$F_a = 0.97$$

$$Tg \theta = \frac{1}{3F_a} \quad (III.32)$$

Alors $Tg(\theta) = 0.35$ Donc l'angle $\theta = 19.52^\circ$

Calcul du nombre de Froude à l'entrée du convergent :

$$Fr_1 = \sqrt{\frac{Q^2}{S^2 g h_n}} = 0.85$$

Calcul de la largeur à la sortie du convergent b :

$$Tg \theta = \frac{1}{2Fr_1} \left(\frac{B}{b} - 1 \right) \quad (III.33)$$

$$b = \frac{B}{1 + 2F \tan \theta}$$

$$\text{D'où } b = 60.61 \text{m}$$

Calcul de Fr2 :

On sait que

$$\frac{Fr_2}{Fr_1} = \frac{1}{2} \left(1 + \frac{B}{b} \right) \quad (III.34)$$

$$Fr_2 = \frac{Fr_1}{2} \left(1 + \frac{B}{b} \right)$$

$$\text{D'où } F_2 = 1.29$$

Calcul de la longueur du convergent :

$$tg\theta = \frac{(B-b)/2}{L}$$

Donc : $L = 57m$

Calcul de la hauteur critique à la sortie du convergent h_c :

$$h_c = \left(\frac{Q^2}{b^2 g} \right)^{1/3} = 4.63m$$

La hauteur normale à la sortie du convergent :

On utilise la formule de Cheezy :

$$Q = \frac{1}{n} * S * R^{2/3} I_0^{1/2} \quad (III.35)$$

Par itération on trouve ($h_n = 3.9m$). Pour $I = 0.02$

$h_n < h_c$ donc création d'un régime torrentiel.

III.4.1.5. Le coursier lisse

- [Méthode indirecte d'intégration numérique](#)

Cette méthode est une solution de l'équation différentielle du mouvement par les canaux prismatique, l'équation à résoudre, en considérant $dQ/dx = 0$, est :

$$\frac{dy}{dx} = \frac{(S_0 - S_f)}{(1 - Fr^2)} \quad (III.36)$$

Avec :

S_0 : Pente du fond.

S_f : Pente de la ligne d'eau.

En tenant compte de l'hypothèse que la pente de la ligne d'énergie S_f peut être calculée pour chaque profondeur en utilisant d'équation de Manning, l'équation devient en différence finies :

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - (n^2 Q^2)/(A^2 R^{4/3})}{1 - (Q^2 B)/(g A^2)} \quad (III.37)$$

On donne des valeurs arbitraires à y_i et on calcul la distance dx correspondante aux profondeurs y_i et on calcule la profondeur moyenne :

$$y_{moy} = \frac{y_i + y_{i+1}}{2} \quad (III.38)$$

Cette valeur permet de calculer la section mouillée moyenne et le rayon hydraulique moyen, on calcul dx à chaque valeur de y_i utilisant y_{moy} , et on l'ajoute à dx cumulés jusqu'à cette étape si la somme est supérieur à la longueur L , et on continue avec une valeur de $y_i < y_0$ jusqu'à trouver la somme de dx égal à la longueur L de coursier.

Tableau III-3 Méthode indirecte d'intégration numérique

y	Y moy	S moy	P moy	R moy	Fr ²	1-FR ²	$\frac{n^2 Q^2}{A^2 R^{4/3}}$	Δx	L
4.6									0.000
4.55	4.58	274.50	69.15	3.97	1.06	-0.06	0.001	-0.03	0.031
4.37	4.46	267.72	68.92	3.88	1.14	-0.14	0.001	-0.08	0.106
4.20	4.29	257.15	68.57	3.75	1.29	-0.29	0.002	-0.15	0.259
4.02	4.11	246.59	68.22	3.61	1.46	-0.46	0.002	-0.24	0.504
3.85	3.93	236.02	67.87	3.48	1.67	-0.67	0.002	-0.35	0.859
3.67	3.76	225.45	67.52	3.34	1.91	-0.91	0.002	-0.49	1.344
3.49	3.58	214.89	67.16	3.20	2.21	-1.21	0.003	-0.64	1.987
3.32	3.41	204.32	66.81	3.06	2.57	-1.57	0.003	-0.84	2.824
3.14	3.23	193.76	66.46	2.92	3.01	-2.01	0.004	-1.08	3.899
2.97	3.05	183.19	66.11	2.77	3.56	-2.56	0.005	-1.37	5.272
2.79	2.88	172.62	65.75	2.63	4.26	-3.26	0.006	-1.75	7.023
2.61	2.70	162.06	65.40	2.48	5.15	-4.15	0.007	-2.24	9.260
2.44	2.52	151.49	65.05	2.33	6.30	-5.30	0.009	-2.87	12.134
2.26	2.35	140.93	64.70	2.18	7.83	-6.83	0.011	-3.73	15.862
2.08	2.17	130.36	64.35	2.03	9.89	-8.89	0.014	-4.90	20.762
1.91	2.00	119.79	63.99	1.87	12.74	-11.74	0.018	-6.56	27.326
1.73	1.82	109.23	63.64	1.72	16.81	-15.81	0.025	-9.02	36.346
1.56	1.64	98.66	63.29	1.56	22.81	-21.81	0.03	-12.85	49.195
1.38	1.47	88.10	62.94	1.40	32.04	-31.04	0.05	-19.28	68.475
1.20	1.29	77.53	62.58	1.24	47.01	-46.01	0.08	-31.45	100

Représentation graphique

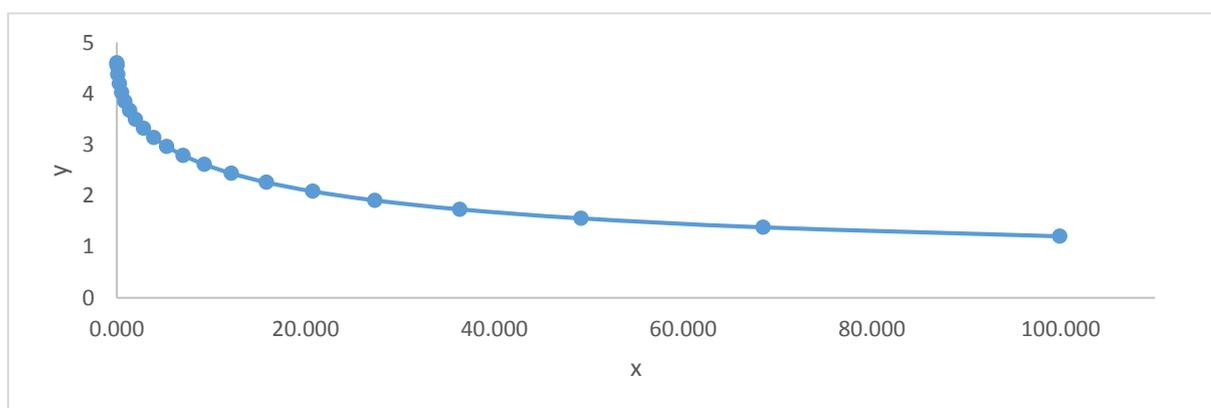


Figure III-4 Ligne l'eau dans le coursier

La hauteur normale dans le coursier

$$h_n = 0.83 \text{ m}$$

Interprétation

D'après la courbe du plan d'eau le long du coursier on constate que la hauteur h_0 est supérieure à la hauteur normale h_n le long de la longueur du coursier. Et comme on a le $h_n < h_c$ donc on peut conclure que la courbe de remous est de type S2.

- La hauteur du mur bajoyer

Les hauteurs des murs bajoyers sont déterminées comme suit :

$$H_{baj} = H + R \quad (III.39)$$

Avec :

R : Revanche (m).

$$R = 0.06 + 0.05 * V * H^{(1/3)} \quad (III.40)$$

Et d'après la ligne d'eau les hauteurs des murs varient dans chaque tronçon de coursier en fonction de la profondeur d'eau et la vitesse de l'écoulement.

Le calcul des hauteurs des murs sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau III-4 Les hauteurs du mur bajoyer

Sections	Y (m)	L (m)	V (m/s)	R(m)	H _{baj} (m)
1	4.60	0.00	6.79	0.62	5.22
2	4.55	0.03	6.86	0.63	5.18
3	4.37	0.11	7.14	0.64	5.02
4	4.20	0.26	7.44	0.66	4.86
5	4.02	0.50	7.76	0.68	4.70
6	3.85	0.86	8.12	0.70	4.54
7	3.67	1.34	8.51	0.72	4.39
8	3.49	1.99	8.94	0.74	4.23
9	3.32	2.82	9.41	0.76	4.08
10	3.14	3.90	9.94	0.79	3.93
11	2.97	5.27	10.53	0.82	3.78
12	2.79	7.02	11.20	0.85	3.64
13	2.61	9.26	11.95	0.88	3.50
14	2.44	12.13	12.81	0.92	3.36
15	2.26	15.86	13.81	0.97	3.23
16	2.08	20.76	14.98	1.02	3.10
17	1.91	27.33	16.36	1.07	2.98
18	1.73	36.35	18.02	1.14	2.87
19	1.56	49.19	20.06	1.22	2.78
20	1.38	68.47	22.62	1.32	2.70
21	1.20	100	25.93	1.44	2.64

- Vérification des phénomènes d'aération et les vagues roulantes le long de coursier

- ✓ Aération de coursier

Une vitesse très élevée dans le coursier peut provoquer des risques d'érosion du fond suit à la cavitation, le phénomène d'aération se produit pour des vitesses élevées où $V > V_{cr}$.

La formule de VOINITCH SYANOGENSKY nous donne la vitesse critique V_{cr} :

$$V_{cr} = 6.63 \cdot \sqrt{g \cdot R \cdot \cos \theta} \cdot \sqrt{1 + \frac{0.0011}{R^2}} \cdot \left(1 + \frac{8.71 \cdot n}{R^{1/6}}\right) \quad (III.41)$$

Avec : V_{cr} : La vitesse critique.

θ : Angle d'inclinaison du radier du coursier.

R : Rayon hydraulique.

n : Coefficient de rugosité. (n=0.013).

Le calcul de V_{cr} pour chaque section dans le coursier est représenté dans le tableau suivant :

Tableau III-5 Vérification de phénomène d'aération dans le coursier

Sections	y	R(m)	V _{cr}	V	V _{cr} > V
1	4.60	0.62	15.51	6.79	Vérifiée
2	4.55	0.63	15.56	6.86	Vérifiée
3	4.37	0.64	15.74	7.14	Vérifiée
4	4.20	0.66	15.93	7.44	Vérifiée
5	4.02	0.68	16.13	7.76	Vérifiée
6	3.85	0.70	16.34	8.12	Vérifiée
7	3.67	0.72	16.56	8.51	Vérifiée
8	3.49	0.74	16.81	8.94	Vérifiée
9	3.32	0.76	17.06	9.41	Vérifiée
10	3.14	0.79	17.34	9.94	Vérifiée
11	2.97	0.82	17.64	10.53	Vérifiée
12	2.79	0.85	17.96	11.20	Vérifiée
13	2.61	0.88	18.32	11.95	Vérifiée
14	2.44	0.92	18.71	12.81	Vérifiée
15	2.26	0.97	19.13	13.81	Vérifiée
16	2.08	1.02	19.61	14.98	Vérifiée
17	1.91	1.07	20.14	16.36	Vérifiée
18	1.73	1.14	20.74	18.02	Vérifiée
19	1.56	1.22	21.43	20.06	Vérifiée
20	1.38	1.32	22.23	22.62	Non vérifiée
21	1.20	1.44	23.19	25.93	Non vérifiée

La condition d'écoulement non aéré est non vérifiée à partir de la 13^{ème} dans le coursier est donc problème des vagues roulantes seront provoqués à partir de cette section à une distance de 60m.

Dans la section 21 pour que la condition soit vérifiée il faut que $V < V_{cr} = 23.19$ m/s.

Si on prend $V = 23.19$ m/s la rugosité sera :

$$n = \frac{R^{1/6} \sqrt{RI}}{V_{adm}} = 0.032$$

Alors le coefficient de rugosité doit être supérieur à 0.032 pour éviter l'écoulement aéré et non apparition de phénomène des vagues roulantes.

III.4.1.6. Bassin de dissipation

La méthodologie qu'on présente s'appuie sur les données connues suivantes :

- Débit de projet, Q_d
- Largeur du dissipateur, b_b
- Hauteur de l'écoulement d'eau en aval (imposée par l'oued ou le canal de sortie) Y_3
- Hauteur de l'écoulement d'eau à l'entrée du dissipateur, Y_1

a- Calcul de la vitesse à l'entrée du dissipateur V_1 (m) :

$$v_1 = q / Y_1 \quad (III.42)$$

AN : $V_1 = 26$ m/s

b- Calcul du nombre de Froude à l'entrée du dissipateur FR_1 :

$$F_{R1} = \frac{v_1}{\sqrt{gY_1}} \quad (III.43)$$

AN : $F_{R1} = 7.58$

c- Choix du type de dissipateur :

Le type du bassin de dissipation est en fonction de nombre de Froude et de la vitesse d'écoulement à l'entrée du bassin. Selon la classification USBR il y a trois types :

- Si ($2,5 < F_{R1} < 4,5$) le saut est oscillant ; on conçoit un dissipateur de type I.
- Si ($F_{R1} > 4.5$) le saut est stable, alors :
 - Si ($V_1 < 15$ m/s), on conçoit un dissipateur de type II.
 - Si ($V_1 > 15$ m/s), on conçoit un dissipateur de type III.

Pour notre cas il faut concevoir un bassin de type III ($V_1 = 26$ m/s ; et ; $F_{R1} = 7.58$)

d- Conception d'un dissipateur de Type III ($F_{R1} > 4.5$; $V_1 > 15$ m/s)

On calcule la hauteur de l'écoulement d'eau T_a à partir de l'équation suivante :

$$T_a = Y_1 (1.469 F_{R1} - 0.318) \quad (III.44)$$

AN : $T_a = 12.9$ m

La hauteur conjuguée de (Y_1) :

$$\frac{Y_2}{Y_1} = 0.5 \left(\sqrt{8F_{r1}^2 + 1} - 1 \right) \quad (III.45)$$

AN : $Y_2 = 12.28\text{m}$

La longueur des dissipateurs (L_{III}) :

$$L_{III} = Y_2(3.55 + 0.06F_{r1} - 0.00015F_{r1}^2) \quad (III.46)$$

AN : $L_{III} = 49\text{m}$

Les dimensions des dents défectrices :

Tableau III-6 Dimensions des dents défectrices

Grandeur	Formule	Valeur (m)
Hauteur	Y_1	1.2
Epaisseur	Y_1	1.2
Espace entre les dents	Y_1	1.2
Espace fractionnel	$0.5Y_1$	0.6

Le nombre de dents défectrices (n) :

$$n = \frac{b}{2Y_1} \quad (III.47)$$

AN : $n=25$

Les dimensions du seuil terminal :

Tableau III-7 Dimensions du seuil terminal

Hauteur	$0.2Y_2$	2.44
Epaisseur	$0.15Y_2$	1.83
Epaisseur supérieur de la dent	$0.02Y_2$	0.24
Espace entre les dents	$0.15Y_2$	1.83

III.4.1.7. Coursier en gradins (marches d'escalier)

Dernièrement, il y a eu d'intéressants travaux qui concernent ce type d'évacuateur (à marches d'escaliers) dans divers laboratoires. C'est particulièrement à cause de la quantité considérable d'énergie dissipée le long du coursier menant à la réduction de la taille du bassin de dissipation. La charge à dissiper par le coursier gradin est en fonction de la hauteur verticale du coursier. Cette charge est la différence de niveaux entre l'entrée et la sortie du coursier.

La création d'un ressaut au niveau des marches d'un coursier en gradins nécessite la satisfaction de certaines conditions, ces conditions sont en relation avec la hauteur de la marche, sa longueur, l'inclinaison par rapport à l'horizontal et le débit unitaire à évacuer. Plusieurs formules empiriques ont été développées en utilisant les paramètres (y_c/h) et (h/l) .

Chanson (1994-a) a continué sur les travaux de Rand (1955) pour proposer la condition suivante pour la création du ressaut et elle est déduite pour un intervalle $(0.2 < \frac{h}{l} < 0.6)$.

$$\frac{y_c}{h} \leq 0.0916 \left(\frac{h}{l}\right)^{-1.276} \quad (III.48)$$

Pour $h=4.7\text{m}$ et $l=8\text{m}$

$$0.2 < \frac{h}{l} = 0.58 \leq 0.6$$

On a $y_c = 3.32\text{ m}$

D'autre par :

$$\frac{y_c}{h} = 3.32$$

$$H_d = 50 \quad \text{d'où} \quad H_{\max} = H_d + \frac{3}{2} y_c = 55\text{m} ;$$

$0.2 < \frac{h}{l} \leq 0.6$ donc on applique l'équation suivante :

$$\frac{y_c}{h} \leq 0.0916 \left(\frac{h}{l}\right)^{-1.276} = 0.7$$

$$\frac{y_c}{h} > 0.22$$

Condition non vérifiée, pas de ressaut hydraulique au niveau de la marche.

Chanson (2001 -a) a défini la limite supérieure de la valeur de y_c/h pour avoir un régime nappe flow par la relation :

$$\frac{y_c}{h} = 0.89 - 0.4 \left(\frac{h}{l}\right) \quad (III.49)$$

The above relationship is valid for uniform or quasi-uniform flow (not rapidly varied flow) and within the rang $0.05 < (h/l) < 1.7$.

Selon l'équation de Chanson (2001 -a) $\frac{y_c}{h} = 0.7$

Yasuda et al. (2001) ont développé une relation pour déterminer la hauteur minimale des marches d'un coursier en gradins :

$$\frac{h}{y_c} = 0.57 \left(\frac{h}{l} \right)^3 + 1.3 \quad (III.50)$$

Donc $h_{\min}=4.68\text{m}$ alors $h < h_{\min}$

Récapitulation :

D'après les conditions précédentes on trouve qu'avec les dimensions proposées on aura un type de régime « Nappe flow », mais il n'aura pas une création d'un ressaut hydraulique.

Fratino et al. (2000) ont analysé la dissipation d'énergie à la base d'un déversoir déphasé sous le flux de la nappe comme suit :

$$\frac{\Delta H}{H_{max}} = 1 - \frac{Hr}{H_{max}} = 1 - \frac{y_1 + \frac{y_c^3}{2y_1^2}}{Hd + \frac{3}{2}y_c} = 1 - \frac{\lambda + \frac{1}{2}y^{-2}}{\frac{Hd}{y_c} + \frac{3}{2}} \quad (III.51)$$

λ est un paramètre adimensionnel en fonction de y_1 et y_c :

$$\lambda = \frac{\sqrt{2}}{\frac{3}{2\sqrt{2}} + \sqrt{\frac{h}{y_c} + \frac{3}{2}}} \quad (III.52)$$

$\lambda=0.5$

Donc $\frac{\Delta H}{H_{max}} = 0.854 = 85.4\%$

Récapitulation :

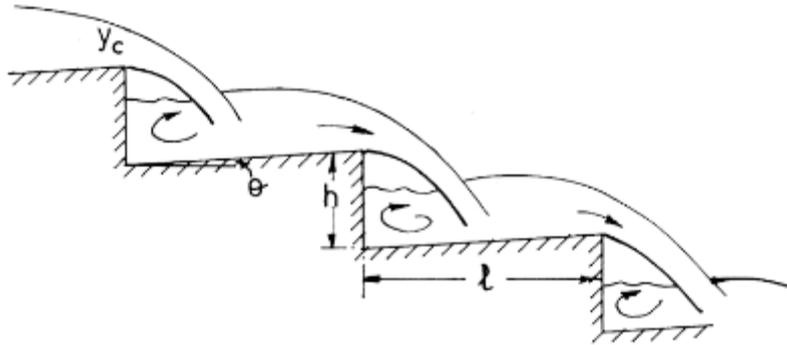
La formule de Yasuda et al. (2001) donne la hauteur minimale de la marche pour la création d'un ressaut. Mais cette valeur est supérieure à la hauteur d'une des marches du coursier imposé, ce qui veut dire qu'avec de telles dimensions on n'aura pas de ressaut hydraulique dans les marches, donc l'énergie ne sera pas dissipée.

Pour régler ce problème on propose des marches inclinées pour diminuer la vitesse de l'écoulement.

Chamani et Rajaratnam (1994) ont étudié la dissipation d'énergie dans un coursier à gradins avec des marches inclinées. Ils ont montré que la fourniture d'une pente défavorable contribue un saut partiel qui contribue de manière supplémentaire à la dissipation d'énergie. L'augmentation de la dissipation d'énergie avec l'angle d'inclinaison est due à la possibilité de formation de saut et d'augmentation de la profondeur de l'eau de recirculation sur les marches.

La relation de la perte d'énergie est donnée par :

$$\frac{\Delta E}{E_0} = 1 - \frac{\left[(1 - \alpha) \left[1 + 1.5 \left(\frac{y_c}{h} \right) \right] + \sum_{i=1}^{N-1} (1 - \alpha) \right]}{N + 1.5 \left(\frac{y_c}{h} \right)} \quad (III.53)$$



N=nombre de marches

H₀=différence de niveau entre le début et la fin du coursier

α=proportion de perte d'énergie.

Pour un coursier à marches horizontaux, (α) est donnée par :

$$\alpha = -0.746 \log \left(\frac{y_c}{h} \right) - 0.5481 \log \left(\frac{h}{l} \right) - 0.0455 \quad (III.54)$$

α=0.19 ET ΔE/E₀=0.54

La proportion de perte d'énergie par marche α, n'est pas une constante, mais varie avec (h / λ) et (y_c/h) pour un coursier à gradins horizontal. Dans le cas d'un coursier avec des marches inclinées selon un angle de (φ), (α) varie dépend aussi de (φ). Tatewar et Ingle (1999) ont développé une relation (α) pour des marches inclinées d'un angle φ :

$$\alpha = -0.1169 - 0.822 \log \left(\frac{y_c}{h} \right) + 0.0675 \log \phi - 0.5481 \log \left(\frac{h}{l} \right) \quad (III.55)$$

φ : Est en degrés

φ	α	$\frac{\Delta E}{E_0}$
10°	0.2	0.538
15°	0.21	0.554
20°	0.22	0.568

III.4.1.8. Canal de fuite

Le canal de fuite fait suite directement au bassin de dissipation, il sert à conduire l'eau jusqu'au cours d'eau naturel.

Le canal de fuite projeté est de section rectangulaire de largeur $b=$, fruits des talus $m=1$ et une pente de $i=2\%$.

a) Profondeur critique

$$h_c = \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0.015 * \sigma_{cr}^2 \right) * K$$

$$K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g * b^2}} \quad (III.56)$$

$$\sigma_{cr} = \frac{K * m}{b}$$

AN : $K = 4.63m$ $\sigma_{cr} = 0.076$ Alors : $h_c = 4.5m$.

b) Pente critique

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{S_{cr}^2 * C_{cr}^2 * R_{cr}} \quad (III.57)$$

Avec :

S_{cr} : surface mouillée. $S_{cr} = b * h_c = 272.75m^2$.

R_{cr} : Rayon hydraulique : $R_{cr} = \frac{S_{cr}}{P_{cr}} = \frac{272.75}{69.61} = 3.92m$

C_{cr} : Coefficient de Chézy : $C_{cr} = \frac{1}{n} * R^{1/6} = \frac{1}{0.013} * 3.04^{1/6} = 96.59$.

D'où : $I_{cr} = 1.31 \times 10^{-3} \%$.

c) Profondeur normal

La profondeur normal est de : $h_n = 4.56m$. (par itération).

$h_n > h_c$ donc l'écoulement est fluvial.

d) Vitesse dans le canal

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{b * h_n} = 6.84m/s.$$

III.5. Evacuateur en siphon

Les évacuateurs en siphon sont des ouvrages en béton armé, de sections rectangulaires, rarement métalliques et circulaires, ayant une forme recourbée.

L'écoulement à travers un évacuateur de crue en siphon est fonction de la charge mesurée sur sa crête. La charge sur l'évacuateur de crue est alors la différence d'élévation entre la surface d'eau du réservoir et la fin de l'évacuateur de crue. Cependant, l'écoulement près de la crête du évacuateur serait alors sous une pression négative. En d'autres termes, la conduite devient en siphon. Toutes les précautions nécessaires doivent être prises pour s'assurer que le vide est maintenu et qu'il ne devient pas trop excessif pour provoquer la cavitation. La pression négative maximale dans la crête du déversoir est théoriquement de 10 m d'eau au niveau de la mer. Permettant la pression de vapeur de l'eau, les pertes causées par les turbulences, etc., la hauteur effective est rarement supérieure à environ 7,5 m (TATEWAR & INGLE, 1999). cela correspond à une vitesse de

$$\sqrt{(2 * 9.81 * 7.5)} = 12m \quad (III.58)$$

La crête du seuil du siphon est calée à la cote du niveau normal de retenue, le bord supérieur d'entrée (la visière) est immergé de 0,7 à 1 m par rapport au niveau du plan d'eau. L'entrée dans le siphon doit être élargie. Dans la visière et au niveau de la crête du seuil, on aménage des orifices d'aération dont la section constitue 2 à 10% de la section transversale du siphon dans sa partie amont. L'orifice d'entrée doit être protégé par une grille grossière afin d'empêcher le passage de corps flottant dans le siphon.

Pour l'évacuation des grands débits on installe plusieurs siphons de dimensions relativement faibles (batterie de siphon), avec des cotes de crête différentes l'une de l'autre de 5 à 10 cm, suite à quoi les siphons s'amorcent successivement. Dans ce cas, les orifices d'aération peuvent être placés dans les murs de séparation entre conduits de siphon.

Principe de fonctionnement :

Lorsque le niveau du plan d'eau s'élève au-dessus de la crête du seuil du siphon, l'eau commence à passer dans le siphon et remplit le bassin de dissipation situé à l'aval de l'ouvrage. Suite à cela, l'air extérieur n'accède plus dans la partie aval du siphon. Lors d'exhaussement du plan d'eau amont, les orifices d'aération se ferment et le siphon commence à fonctionner. Pour un exhaussement du plan d'eau amont de l'ordre de 0,1 à 0,2 m, le siphon fonctionne à section pleine. Si le niveau du plan d'eau amont baisse de sorte que, les orifices d'aération se trouvent au-dessus du niveau du plan d'eau, le fonctionnement du siphon cesse ou bien, comme on dit, il y a désamorçage du siphon. Ainsi, l'évacuateur en siphon appartient à la famille des évacuateurs à fonctionnement automatique.

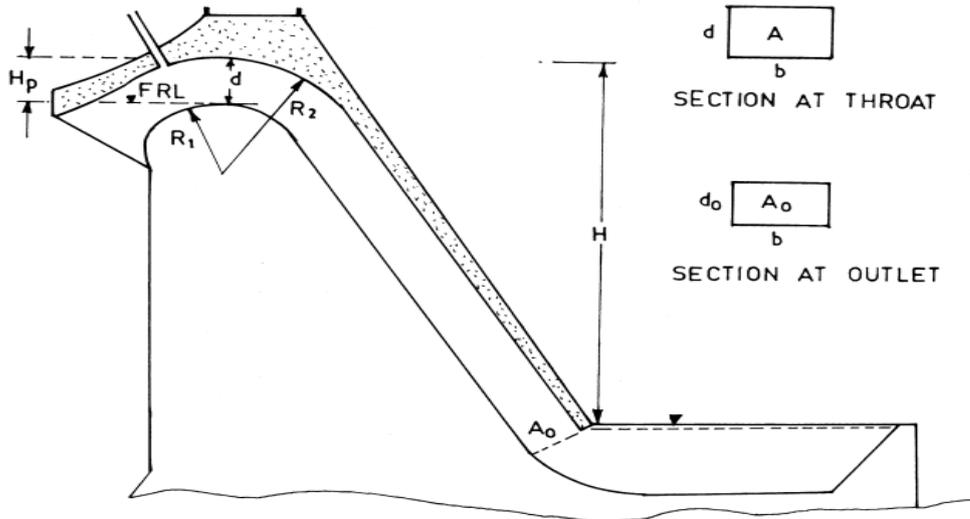


Figure III-5 Evacuateur en siphon

Calcul hydraulique :

Données de départ :

$$Q = 1892.52 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H_d = 4.23$$

Pour le calcul du siphon on suppose $R_1 = 5 \text{ m}$ et $R_2 = 10 \text{ m}$

On prend une largeur de siphon de 6m

La vitesse au niveau du siphon :

La détermination de la vitesse d'écoulement au niveau d'un siphon se détermine par la formule suivante :

$$V = \mu \sqrt{2gH} \quad (III.59)$$

μ : coefficient de débit ;

H : charge totale en considérant la hauteur de vitesse $H = 50 \text{ m}$.

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{\frac{2gH}{V_a^2} - \sum K_n}} \quad (III.60)$$

$\sum K_n$: La somme des coefficients des pertes de charge.

$$\sum K_n = K_i + K_f + K_b$$

$$K_f = \frac{f \times L}{4R} = \frac{0.018 \times 80}{4 \times 1.36} = 0.264$$

K_i : coefficient des pertes à l'entrée du siphon = 0.12 ;

K_f : coefficient des pertes de friction ;

K_b : coefficient des pertes au niveau du coude = 0.75 ;

R : rayon hydraulique $R = 3.75\text{m}$;

L : Longueur du siphon (m) ;

AN: $\mu = 0.21$ $V = 21.44\text{m/s}$

Calcul de la vitesse admissible V_a (pour $R_1 = 5\text{m}$ et $R_2 = 10\text{m}$)

La vitesse admissible pour éviter la cavitation au niveau du siphon est déterminée par la formule suivante :

$$V_a = \frac{12 \cdot R_1}{(R_2 + R_1)} \cdot \ln\left(\frac{R_2}{R_1}\right) \quad (III.61)$$

AN : $V_a = 8.31 \text{ m/s}$

$V > V_a$ donc on ne peut pas utiliser un seul siphon avec les dimensionne proposés.

Le débit max pour ne pas avoir de cavitation :

$$Q_a = V_a \times S \quad (III.62)$$

AN : $Q_a = 8.31 \times (6 \times 5) = 249.3\text{m}^3/\text{s}$

La section de sortie A_0 :

C'est la section qui diminue le débit au débit max pour éviter la cavitation. On la calcule par la formule suivante :

$$A_0 = \frac{A}{\sqrt{\frac{2gH}{V_a^2} - \sum K_n}} \quad (III.63)$$

AN : $A_0 = 8.43\text{m}^2$.

La charge de pression à la sortie du siphon :

$$h = \frac{A_0}{b} \quad (III.64)$$

AN : $h = 8.43/6 = 1.41\text{m}$

Récapitulation :

Pour éviter la cavitation au niveau du siphon dans notre cas il ne faut pas dépasser un débit $Q = 249\text{m}^3/\text{s}$. Le barrage de Branis a un débit à évacuer après laminage de $Q = 1892.52\text{m}^3/\text{s}$.

Alors pour utiliser une telle variante on propose d'installer 8 siphons (batterie de siphon) avec des cotes de crête différentes l'une de l'autre de 5 à 10 cm, suite à quoi les siphons s'amorcent successivement.

III.6. Dérivation provisoire

III.6.1. Introduction

Afin de réaliser les travaux à l'abri de l'eau pendant la construction de l'aménagement, des ouvrages de dérivation sont conçus pour la déviation des eaux d'Oued de Branis. Ces ouvrages sont opérationnels durant toute la durée du chantier.

Les ouvrages de dérivation sont de plusieurs types :

- Galerie de dérivation : Elle est souvent utilisée dans les vallées rocheuses étroites.
- Conduite de dérivation : Cet ouvrage est préféré dans le cas où la roche est de mauvaise qualité pour la projection d'une galerie. Cependant, plusieurs problèmes peuvent avoir lieu surtout en niveau du contact béton et fondation. Ces deux ouvrages susdits ont un avantage économique, vu qu'ils peuvent être des ouvrages définitifs (utilisés par la suite comme vidange de fond).
- Canal de dérivation : Il est utilisé dans les vallées larges où les débits sont importants pour être évacués par les conduites ou les galeries d'une façon économique.

Le choix de l'un de ces types sera fait en fonction des conditions topographiques, géologique, géotechnique et hydraulique. Dans le cas du barrage de Branis le contrôle des eaux sera assuré au moyen d'une galerie de dérivation provisoire implantée en rive gauche, associée à deux batardeaux (amont et aval), permettant la mise au sec du fond de fouille.

Car le fonctionnement des ouvrages de dérivation est pour la période de construction du barrage, le dimensionnement de ces ouvrages se fait pour des crues de période de retour de 10 à 50 ans. Les ouvrages de dérivation des eaux d'Oued de Branis sont dimensionnés pour protéger le chantier contre la crue de période de retour $T = 20$ ans, dont le débit de pointe a été estimé à $382.6 \text{ m}^3/\text{s}$ dans l'étude hydrologique.

III.6.2. Dimensionnement de la dérivation provisoire

La courbe de tarage (loi hauteur débit) :

Considérant que l'écoulement au niveau de l'Oued est uniforme, on peut appliquer la formule de Chézy pour tracer la courbe de tarage :

$$Q = C * S * \sqrt{RI}$$

Avec :

Q : Le débit transité (m^3/s) ;

C : Coefficient de Chézy ($m^{1/2}/s$) ; $C = \frac{1}{n} * R^{1/6}$;

$n = 0.040 \div 0.045$ On prend $n=0.45$;

S : La section (m^2) ;

H : Hauteur de l'eau dans l'Oued et B : largeur de l'Oued ($B=25m$) ;

R : Rayon hydraulique en m ;

I : La pente de l'Oued ; $I=0.01$.

Les résultats trouvés sont représentés sur le graphe suivant :

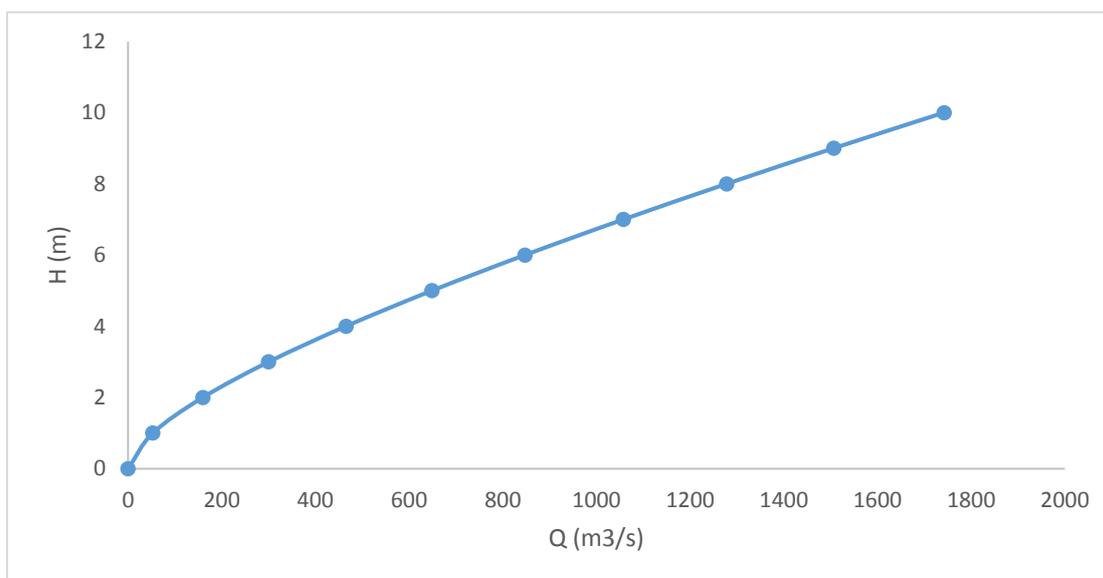


Tableau III-8 Courbe de tarage

Etude technico-économique :

La galerie de dérivation doit être dimensionnée d'une manière économique pour qu'elle puisse comme vidange de fond et prise d'eau.

Le calcul d'optimisation consiste à déterminer des volumes du batardeau et de la galerie ainsi que leurs équivalents en béton, ensuite on trace la courbe d'optimisation pour choisir le diamètre optimal.

Afin d'assurer un écoulement à surface libre, la hauteur d'eau pour la crue de projet doit être comprise entre 0.7 et 0.8 le diamètre de la galerie.

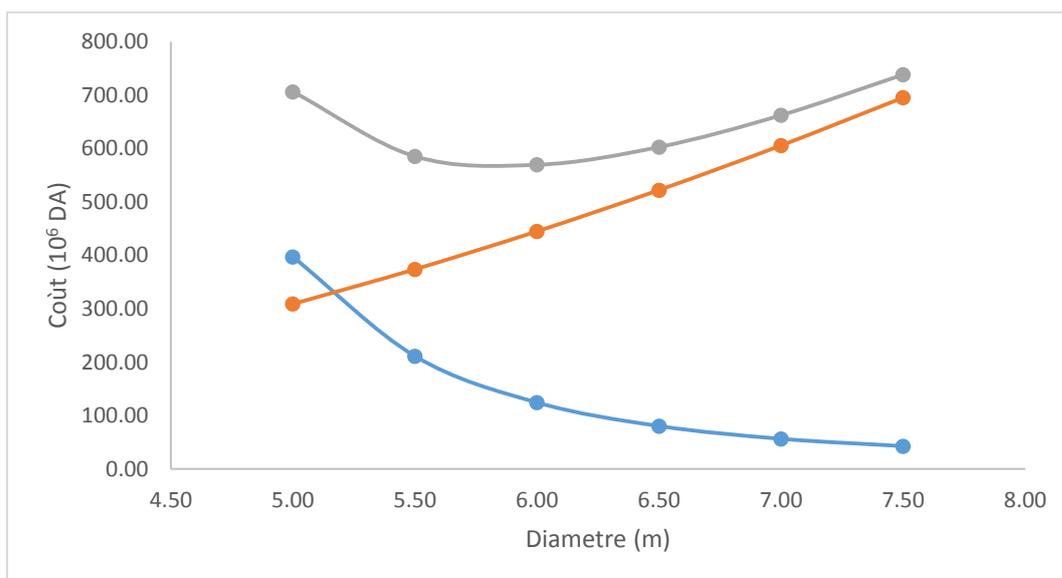
Hypothèses de calcul :

- Ecoulement uniforme ;
- Pertes de charges sont calculées à l'aide de la formule de Chézy ;

Les résultats du calcul sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Tableau III-9 Résultats du calcul d'optimisation

N	Désignation	Formules	Valeurs calculées					
1	Diamètre en m		5.00	5.50	6.00	6.50	7.00	7.50
2	Section du tunnel	$A = \frac{\pi D^2}{4}$	19.63	23.75	28.26	33.17	38.47	44.16
3	Profondeur d'eau	$h_0 = 0.7 * D$	3.50	3.85	4.20	4.55	4.90	5.25
4	Section mouillée	$A_M = 0.74 * A$	14.52	17.57	20.91	24.54	28.46	32.68
5	Rayon hydraulique	$R_h = 0.3 * D$	1.50	1.65	1.80	1.95	2.10	2.25
6	Coefficient de Chézy	$C = \frac{1}{n} * R_h^{1/6}$	76.42	77.65	78.78	79.84	80.83	81.77
7	Vitesse moyenne	$V = \frac{Q_{max}}{A_M}$	26.35	21.77	18.30	15.59	13.44	11.71
8	Pente	$i = \frac{V^2}{C^2 * R}$	0.08	0.05	0.03	0.02	0.01	0.01
9	Pertes de charges linéaire	$h_l = i * L$	27.73	16.68	10.49	6.84	4.61	3.19
10	P. D. C à l'entrée	$Z_e = \frac{V^2}{2g * \varphi^2}$	43.67	29.83	21.06	15.29	11.37	8.63
11	P. D. C total	$Z_0 = Z_e + h * l$	71.40	46.51	31.55	22.13	15.98	11.82
12	Niveau amont	$N_{am} = N_{av} + Z_0$	438.40	413.51	398.55	389.13	382.98	378.82
13	N à l'entrée	$N_e = N_{am} - Z_e$	394.73	383.68	377.49	373.84	371.61	370.19
14	Côte du seuil	$C_s = N_e - h_0$	391.23	379.83	373.29	369.29	366.71	364.94
N°	désignation		Volumes calculés					
15	hauteur du batardeau	$H_{bat} = N_{am} + R - C_s$	48.67	35.18	26.76	21.34	17.77	15.38
16	Section transversale du batardeau	$F_{bat} = (10 + 3 * H_{bat}) * H_{bat}$	5298.63	2819.55	1660.84	1073.59	755.04	572.39
18	Volume du batardeau	$V_{bat} = F_{bat} * B_{bat}$	132465.79	70488.71	41520.88	26839.83	18875.98	14309.86
20	Coût du batardeau	397.40	211.47	124.56	80.52	56.63	42.93	20
19	Conversion en volume de béton	$W_{bat} = 0.1 * V_{bat}$	13246.58	7048.87	4152.09	2683.98	1887.60	1430.99
20	Volume de la galerie	$V_g = L * A$	6868.75	8311.19	9891.00	11608.19	13462.75	15454.69
21	Conversion en volume de béton	$W_g = 1.5 * V_g$	10303.13	12466.78	14836.50	17412.28	20194.13	23182.03
23	Coût de la galerie	309.09	374.00	445.10	522.37	605.82	695.46	23
24	Coût total	706.49	585.47	569.66	602.89	662.45	738.39	24



Récapitulation :

Depuis l'étude d'optimisation et après une comparaison entre les différents coûts qu'il faut afin de réaliser la dérivation provisoire en fonction des diamètres de la galerie, on a constaté que le diamètre optimum calculé est de 6m.

III.6.3. Succession des travaux

Etape N=°1 : mise en place d'un batardeau partiel pour la construction de la galerie ;

Etape N=°2 : construction d'une galerie sous la rive gauche ;

Etape N=°3 : construction d'un batardeau amont pour acheminer les eaux pour la galerie et amortir à la fois la crue ;

Etape N=°4 : construction d'un batardeau aval pour empêcher le retour d'eau vers le chantier ;

Etape N=°5 : une fois les travaux sont achevés on enlève les deux batardeaux et on passe à la mise en eau.

III.7. Etude de la vidange de fond :

III.7.1. Introduction :

Les barrages modernes font normalement partie d'aménagements à buts multiples. Ces derniers peuvent servir, entre autres, à l'approvisionnement en eau potable et industrielle, à la protection contre les crues et, évidemment, à la production d'énergie hydro-électrique. 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 contrôle du plan d'eau en cas d'événements 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, par exemple lors d'une révision de la centrale hydro-électrique.

III.7.2. Types d'ouvrages de vidange :

On peut distinguer trois types :

a) Conduite de vidange en charge :

Elle est généralement combinée avec la prise d'eau ou l'évacuateur en tulipe. Elle doit être en acier enrobé de béton armé ou une conduite en armé tôle sous le remblai, son diamètre est en fonction du débit à évacuer.

b) Conduite à écoulement libre :

Deux types de conduites peuvent être employés pour les réaliser :

- Le tuyau cylindrique de gros diamètre en acier (généralement $\varnothing > 500$ mm) ;
- La canalisation en béton de type galerie ou ovoïde (1 à 2m de hauteur).

L'aération de l'écoulement dans ces conditions est nécessaire, alors on prévoit un reniflard à l'aval afin d'éviter les phénomènes de battement ou de vibration sous l'effet de passage en l'écoulement instable à forts débits.

c) Ouvrages de vidanges à batardeau :

Il peut être judicieux de prévoir la vidange de fond sous forme d'un puits dans l'évacuateur de crue de surface, comportant un système d'obturation par vanne à glissement ou, plus simplement, par un batardeau. Ce système est rustique, il est moins soumis aux aléas d'entretien tel que le blocage de vannes.

III.7.3. Choix du type d'ouvrage vidange de fond :

On retient la conduite en charge intégrée dans le corps du barrage, car elle est la plus économique.

III.7.4. Recommandation modulées (dispositifs minimums) :

L'ensemble des dispositifs minimaux préconisés sont regroupés dans le tableau suivant :

$H^2 * \sqrt{V}$	Type de conduite	Diamètre (mm)	Nombre de position de vannes
≤ 30	PVC ou Aciers	(160-200) 300 en acier	Une vanne en aval
30÷100	Acier	300÷400	
100÷300	Acier ou béton en âme tôle	400÷600	Une vanne de garde amont et une vanne de garde avale
300÷700		600÷800	
700÷1500		800÷1200	
≥ 1500	Galerie en béton armé (tuyau posé dans la galerie de visite)		Vanne de garde et vanne de réglage en aval

H : hauteur du barrage en m ;

V : Volume d'eau stockée en m^3 .

$H^2 * \sqrt{V} = 54^2 * \sqrt{8.28} = 8310.18 > 1500$, donc on opte pour une galerie en béton armé.

III.7.5. Calcul de la vidange de fond :

a) Calcul hydraulique de la conduite de vidange :

a-1) Débit de la vidange de fond :

Lors de l'évacuation par vidange de fond, le volume d'eau évacué est composé du volume utile de la retenue et du volume entrant à la retenue durant cette période.

Le débit évacué par la vidange sera :

$$Q_{vf} = \frac{V_u}{T} + Q_r$$

Avec :

V_u : volume utile en m^3 ;

T : Temps de vidange en jours ; $T = 15$ jrs ;

Q_r : Débit entrant dans la retenue pendant la vidange (pris égal au débit moyen annuel)

$$Q_{vf} = \frac{8.28 * 10^6}{15 * 24 * 3600} + \frac{7.94 * 10^6}{365 * 24 * 3600} = 6.64 \left(\frac{m^3}{s} \right)$$

a-2) Calcul de la section de vidange de fond et son diamètre :

On a :

$$Q_{vf} = \mu * S * \sqrt{2g * H}$$

D'où :

$$S = \frac{Q_{vf}}{\mu * \sqrt{2g * H}}$$

Q_{vf} : Débit de la vidange de fond (m^3/s) ;

H : Charge disponible entre le niveau normal de la retenue et l'aval en m ;

μ : Coefficient de débit ; $\mu=0.8 \div 0.85$.

$$S = \frac{6.64}{0.8 * \sqrt{19.62 * (403.54 - 355)}} = 0.27$$

Le diamètre de la conduite sera :

$$S = \frac{\pi d^2}{4} ; D = \sqrt{\frac{4 * S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 * 0.27}{3.14}} = 0.59 m ;$$

On prend $D=600$ mm.

a-3) Correction du coefficient du débit:

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \zeta_1}} ;$$

$\sum \zeta_1$: Somme des coefficients des pertes de charges linéaires et singulières.

Le coefficient de pertes de charges linéaires est donné par la formule suivante :

$$\zeta_l = \frac{\lambda * l}{D} ;$$

$$\text{Avec : } \lambda = \frac{125 * n^2}{D^{1/3}} ;$$

λ : Coefficient de pertes de charges linéaires ;

n : Coefficient de rugosité ; $n = 0.014$;

D : Diamètre de la conduite ; $D=600$ mm ;

L : Longueur de la conduite de vidange en m ; $L=271$ m.

AN :

$$\lambda = \frac{125 * n^2}{D^{1/3}} = \frac{125 * 0.014^2}{600^{1/3}} = 0.002904$$

$$\zeta_l = \frac{\lambda * l}{D} = \frac{0.002904 * 271}{0.6} = 1.31 m$$

Les pertes de charges singulières sont :

$$\zeta_e = 0.5 ; \zeta_{sortie} = 1 ; \zeta_{vannes} = 0.25 + 0.25 = 0.5 ; \zeta_{grille} = 0.26$$

$$\sum \zeta_s = 2.26 m$$

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + (1.31 + 2.26)}} = 0.47 ; S = \frac{Q_{vf}}{\mu * \sqrt{2g * H}} = \frac{6.64}{0.47 * \sqrt{2g * 53.74}} = 0.44 m^2$$

D'où :

$$D = \sqrt{\frac{4 * 0.44}{3.14}} = 0.75 m$$

On prend $D = 800$ mm.

b) Calcul du temps réel de la vidange du barrage :

Le temps de vidange se calcul par la formule suivante :

$$T = \frac{Q}{V}$$

T : Temps de vidange en jours ;

V : Volume d'eau dans la cuvette à évacué en m^3 ;

Q : débit en (m^3/s) .

Dans cette formule simplifiée, on ne retient pas compte de l'apport naturel de l'Oued par rapport à la période d'évacuation. Les débits qu'évacuent la prise d'eau et la vidange de fond sont calculés par la formule suivante :

$$Q = \mu * W * (2g * Z)^{1/2}$$

μ : Coefficient de débit ; $\mu = 0.8 \div 0.85$;

Z : pertes de charges totales ; Z = Différence de niveau entre l'amont et l'aval.

W ; Surface de la section transversale de la conduite en m^2 ; $W = \frac{\pi d^2}{4}$;

d : Diamètre de la conduite en m ;

En faisant $K = \mu * W * (2g)^{1/2} = 42.6$, la formule précédente devient :

$$Q = K * (Z)^{1/2} ; K = 0.8 * \frac{\pi * 3^2}{4} * (2g)^{1/2} = 1.78$$

Les résultats de calcul du temps de vidange avec un pas de 1m de hauteur de barrage sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau III-10 Calcul du temps de vidange

N°	Côte Niveau d'eau (m)	Côte Moyenne (m)	Z (m)	Q (m³/s)	V (m³)	T (s)
1	403.54	-	-	-	-	-
2	403	403.27	48.27	12.3668374	8.25	667106.691
3	402	402.5	47.5	12.2678034	7.8	635810.646
4	401	401.5	46.5	12.1379817	7	576702.138
5	400	400.5	45.5	12.0067564	6.5	541361.86
6	399	399.5	44.5	11.874081	6	505302.262
7	398	398.5	43.5	11.7399063	5.3	451451.644
8	397	397.5	42.5	11.6041803	5	430879.207
9	396	396.5	41.5	11.4668479	4.4	383714.867
10	395	395.5	40.5	11.3278506	4	353112.001
11	394	394.5	39.5	11.1871265	3.7	330737.298
12	393	393.5	38.5	11.0446095	3.3	298788.29
13	392	392.5	37.5	10.9002294	3	275223.567
14	391	391.5	36.5	10.7539109	2.8	260370.392
15	390	390.5	35.5	10.605574	2.5	235725.101

Le temps de vidange est de :

T=2Jours, 17Heurs et 2Minutes

III.8. Etude de la prise d'eau :

III.8.1. Introduction:

Les ouvrages de prise dans les barrages, les réservoirs, les bassins de compensation, ou les canaux qui captent l'eau sous charge doivent être conçus de manière à provoquer le minimum de perturbations dans la conduite d'amener à l'aval. On distingue généralement les prises d'eau à grande profondeur et à faible profondeur. Les prises sur des cours d'eau à lit mobile qui captent l'eau à surface libre sont exclus.

Les prises à grandes profondeurs sont typiquement disposées dans des réservoirs d'hauteur considérable qui se vent, par exemple, de bassin d'accumulation pour la production d'énergie hydro-électrique.

Les exigences hydraulique pour de telles prises sont les suivantes :

- Écoulement sans apparition de cavitation ;
- Pertes de charges minimales ;
- Absence de formation de zones de séparation qui pourraient conduire à des vibrations.

III.8.2. Types et emplacements possibles :

Les deux types principaux d'ouvrage de prises sont :

a) Le siphon :

Le siphon est composé d'une conduite qui suit le profil supérieur du barrage, d'un clapet et d'un jeu de vannes qui commande son fonctionnement. Ce type d'ouvrage présente les avantages suivants :

- il est économique ;
- il peut aussi être installé dans des barrage anciens dépourvus de prises d'eau ;
- Installation facile ;
- En cas de progression de besoin en eau on peut ajouter facilement d'autres siphons.

Le siphon a l'inconvénient de se désamorcer fréquemment, ainsi que sa hauteur d'aspersion est limitée (7 jusqu'à 8m).

b) La conduite enterrée :

Actuellement, la conduite en acier enterrée est la plus utilisée notamment en milieu rural, elle fonctionne dans la majorités des cas en charge et elle peut être glissée dans la galerie de dérivation ou la conduite de vidange.

Les conduites de prises enterrées posent des problèmes d'infiltrations, et nécessitent des écrans anti-renard pour assurer l'étanchéité de la fondation.

A côté de la distinction entre une prise d'eau à siphon ou à conduite enterrée, on distingue selon l'emplacement :

- Les prises situées au rives ;
- Les prises indépendantes (situées loin des rives) ;
- Les prises combinées avec le barrage.

De plus, l'axe d'une prise d'eau peut être orienté verticalement ou horizontalement (ou légèrement incliné) par rapport au plan d'eau du barrage. La prise horizontale ou faiblement inclinée est la règle pour les applications dans le cadre des aménagements hydrauliques. En général, pour des raisons de sécurité, les prises d'eau sont équipées d'organes de fermeture. La position de la commande de ces vannes peut être souterraine ou à la surface.

III.8.3. Choix de type de prises :

Vu, les problèmes que peuvent causer les deux types de prises susdites, on optera pour une conduite en acier posé à l'intérieur de la galerie de dérivation alimentée par une tour de prise situé à la rive gauche.

III.8.4. Calcul hydraulique de la conduite de prise d'eau :

Le but de la conduite est le prélèvement d'un débit destiné à l'irrigation des régions situées à l'aval de la retenue.

a) La distribution mensuelle de la demande :

Le tableau suivant montre la distribution mensuelle de la demande :

On dimensionne la conduite de prise par le volume maximum demandé qu'on a estimé dans la partie hydrologie qui est enregistré en mois de Juillet avec une valeur $U_{80\%max}=2.19Mm^3$.

Le débit maximum :

$$Q_{max} = \frac{V_{max}}{T} = \frac{2.19 * 10^6}{31 * 24 * 3600} = 0.82(m^3/s)$$

$$Q = \mu * S * \sqrt{2gH}$$

μ : Coefficient de débit ; $\mu = 0.3$;

S : Surface transversale de la conduite en m^2 ;

$$S = \frac{Q}{\mu * \sqrt{2gH}} = \frac{0.82}{0.3 * \sqrt{19.62 * (403.74 - 390)}} = 0.17 m^2.$$

$$D = \sqrt{\frac{4 * S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 * 0.17}{3.14}} = 0.46 m$$

On prend $D=500$ mm.

b) Correction du coefficient du débit:

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \zeta_1}} \quad (III.65)$$

$\sum \zeta_1$: Somme des coefficients des pertes de charges linéaires et singulières. Tel que les pertes de charges singulières sont estimées à 15% des pertes de charges linéaires.

Le coefficient de pertes de charges linéaires est donné par :

$$\zeta_l = \frac{\lambda * l}{D}$$

$$\text{Avec : } \lambda = \frac{125 * n^2}{D^{1/3}}$$

λ : Coefficient de pertes de charges linéaires ;

n : Coefficient de rugosité ; $n=0.01$;

D : Diamètre de la conduite ; $D=500$ mm ;

L : Longueur de la conduite en m

AN :

$$\lambda = \frac{125 * n^2}{D^{1/3}} = \frac{125 * 0.01^2}{500^{1/3}} = 0.0031$$

$$\zeta_l = \frac{\lambda * l}{D} = \frac{0.003 * 450}{0.5} = 2.77 \text{ m}$$

Donc :

$$\sum \zeta_s = 1.15 * 2.77 = 3.18 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + (3.18)}} = 0.49$$

$$S = \frac{Q_{vf}}{\mu * \sqrt{2g * H}} = \frac{0.82}{0.49 * \sqrt{2g * 48.45}} = 0.102 \text{ m}^2$$

D'où :

$$D = \sqrt{\frac{4 * 0.054}{3.14}} = 0.36 \text{ m}$$

La conduite sera en acier de diamètre de 500 mm.

c) Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite :

On a :

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{0.82}{\left(\frac{\pi * D^2}{4}\right)} = 4.18 \text{ (m/s)}$$

III.9. Conclusion :

Après cette étude nous arrivons à conclure que les deux variantes sont réalisables de cotée technique et hydraulique, mais il y a une légère différence de côté économique ; la variante de l'évacuateur de crues latéral à entonnement frontal présente un coût d'exécutions minimum, et pour cela que on la potée dans notre choix.

Chapitre IV. Etude génie civil

IV.1. Introduction

L'étude génie civil permet de vérifier la stabilité de l'ouvrage à étudier ainsi le calcul du ferrailage. La stabilité se vérifie au glissement, au renversement et au poinçonnement. Ces derniers se produisent de manière très variées. Dans le ferrailage nous allons calculer les armatures nécessaires pour l'évacuateur de crues afin qu'il résiste aux différents charges exercées.

IV.2. Etude de stabilité

La résistance de l'évacuateur de crue aux différentes charges nécessite une étude fiable de stabilité. Dans cette étude il faut vérifier la résistance de l'ouvrage au renversement, au glissement et au poinçonnement.

IV.2.1. Pré-dimensionnement du diversoir

$$H_1 = P + H_{dev} = 2.27 + 4.23 = 6.5 \text{ m}$$

a) Avant radier :

> Longueur de l'avant radier :

$$l_{ar} = (0 \div 2) * H_1 \quad (IV.1)$$

$$\text{AN : } l_{ar} = 6.5 \text{ m}$$

> Epaisseurs :

on a :

$$\begin{aligned} H_1 \leq 5 \text{ m} &\rightarrow T_{ar1} = (0.4 \div 0.5) \text{ m} \\ 5 < H_1 \leq 10 \text{ m} &\rightarrow T_{ar1} = (0.4 \div 0.6) \text{ m} \\ H_1 \geq 10 \text{ m} &\rightarrow T_{ar1} = 0.75 \text{ m} \end{aligned} \quad (IV.2)$$

Et :

$$T_{ar2} = 0.75 + 0.05 H_1 \quad (IV.3)$$

$$\text{AN : } T_{ar1} = 0.5 \text{ m} \quad T_{ar2} = 1.075 \text{ m}$$

b) Radier :

> Longueur :

$$L_r = (1.25 \div 2.5) * H_1 \quad (IV.4)$$

$$\text{AN : } L_r = 13 \text{ m}$$

> Epaisseurs :

$$\begin{aligned}
 T_{r1} &= (0.25 \div 0.30) * H_1 \\
 T_{r2} &= (0.13 \div 0.15) * H_1 \\
 T_{r4} &= T_{r1} - 0.5 \\
 S &= T_{r1} \\
 S_1 &= S_2 = T_{r2} \\
 S_p &= 0.02(L_{ar} + l_r)
 \end{aligned}
 \tag{IV.5}$$

AN : $T_{r1} = 1.95m$ $T_{r2} = 0.91m$ $T_{r4} = 1.45m$ $S = 1.95m$ $S_1 = S_2 = 1.41m$
 $S_p = 0.39m$.

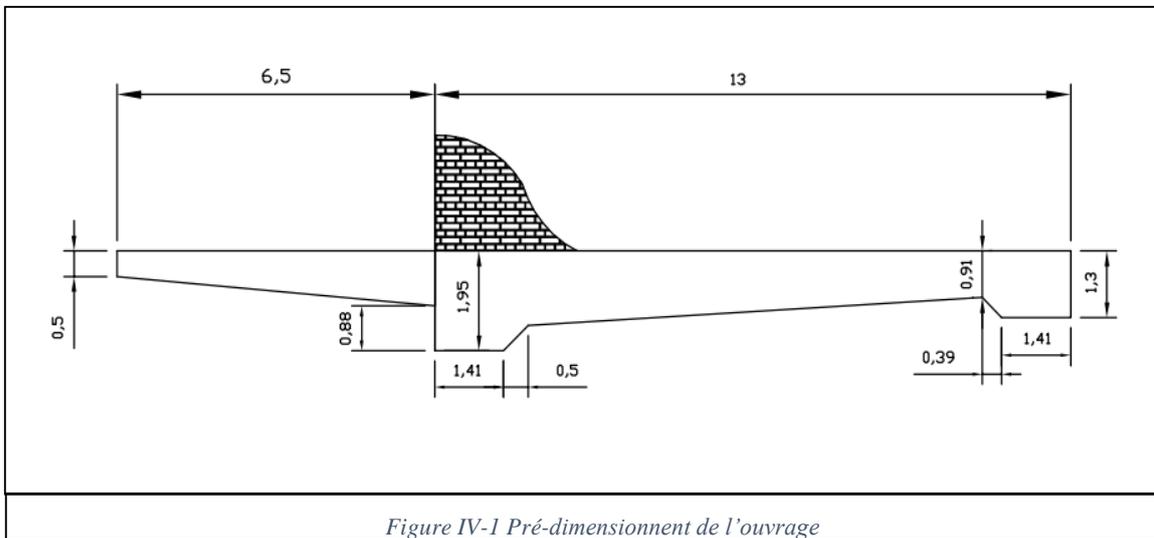


Figure IV-1 Pré-dimensionnement de l'ouvrage

Méthode de contour linéaire : (Méthode de Bligh)

Cette méthode consiste à vérifier que la longueur de contour déployer (LCD) est supérieure à la longueur de contour théorique de Bligh ($LC_{Théorique}$) en considérant que la répartition des sous pression est linéaire.

Avec : $LC_{Théorique} = \Delta H * C = 5.01 * 4 = 20.04m$ ($C = 4$, Coefficient de proportionnalité en fonction de type de sol).

$$\Delta H = H_1 - H_2 = 6.5 - 1.4 = 5.1m.$$

$$L_{CD} = 22.58m.$$

$LCD > LC_{Théorique}$. Alors la condition de Bligh est vérifiée.

Après avoir calculé les épaisseurs préalables dans chaque point de radier on doit les corrigée avec les épaisseurs de Bligh que on calcul comme suivante :

$$h_x = \frac{\Delta H}{L_{CD}} * L_x
 \tag{IV.6}$$

$$t_x = n * \left(\frac{\gamma_w}{\gamma_b - \gamma_w} \right) * h_x \quad (IV.7)$$

Avec :

- t_x : épaisseur de radier.
- γ_w : Poids spécifique de l'eau. ($\gamma_w = 1000 \text{Kgf/m}^3$).
- γ_b : Poids spécifique de béton. ($\gamma_b = 2400 \text{Kgf/m}^3$).
- n : coefficient de sécurité varie en fonction de classe de l'ouvrage ; ($n = 0.85/1.25$)

Tableau IV-1 Calcul des sous pressions par la méthode de Bligh

Point	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
lx (m)	0	1.3	2.71	3.26	12.56	13.27	14.68	15.56	22.09	22.59
hx (m)	0	0.29	0.61	0.74	2.84	3.00	3.31	3.51	4.99	5.10
T Bligh (m)	0	0.21	0.44	0.53	2.02	2.14	2.37	2.57	3.56	3.64
T pré (m)	0	1.3	1.3	0.91	1.45	1.95	1.95	1.075	0.5	0
Td (m)	0	1.3	1.3	1	1.45	1.95	1.95	1.1	0.5	0

IV.2.2. Stabilité de déversoir

IV.2.2.1. Calcul des forces

a) Forces verticales

❖ Sous pressions

$$F_{sp} = \gamma_w \times S_{sp} \times l \quad (IV.8)$$

Avec :

S_{sp} : Epure des sous pressions donc :

$$S_{sp} = \frac{\Delta H \times LCD}{2} = \frac{(6.5 + 1.4) \times 22.58}{2} = 89.19 \text{m}^2 ;$$

l : largeur de déversoir (on calcul pour 1m).

AN : $F_{sp} = 89.19 \text{t}$.

❖ **Poids de rideau**

$$P_r = \gamma_d * S_d * l \quad (IV.9)$$

S_d : la section transversale du rideau dans le déversoir. Elle est déterminée depuis le profil développé par Waterways Experiment Station (WWS). (Voir le chapitre III page 86)

$$S_d = 18.3\text{m}^2$$

$$P_r = 43.92 \text{ t.}$$

❖ **Poids de la semelle**

$$P_s = \gamma_d * S_s * l \quad (IV.10)$$

Avec : S_s : Surface de la semelle ; ($S_s = 22\text{m}^2$).

Alors : $P_s = 50.4\text{t.}$

❖ **Poids de l'eau amont**

$$P_w = \gamma_w * S_w * l \quad (IV.11)$$

Avec :

S_w : Surface de l'eau en amont. ($S_w = 42.25\text{m}^2$) ;

Alors : $P_w = 42.25\text{t.}$

❖ **Poids de l'eau aval**

$$P'_w = \gamma_w * S'_w * l \quad (IV.12)$$

$$P'_w = 15.26 \text{ t.}$$

b) Forces horizontales❖ **Poussée de l'eau amont**

$$F_w = \gamma_w * \left(\frac{H_{dev} + P}{2} * P \right) * l \quad (IV.13)$$

P : la hauteur de pelle

H_{dev} : hauteur déversant

$$F_w = 12.18\text{t.}$$

❖ **Poussée de l'eau aval**

$$F'_w = \frac{1}{2} \gamma_w * h^2 * l \quad (IV.14)$$

$$F_w' = 1.96t.$$

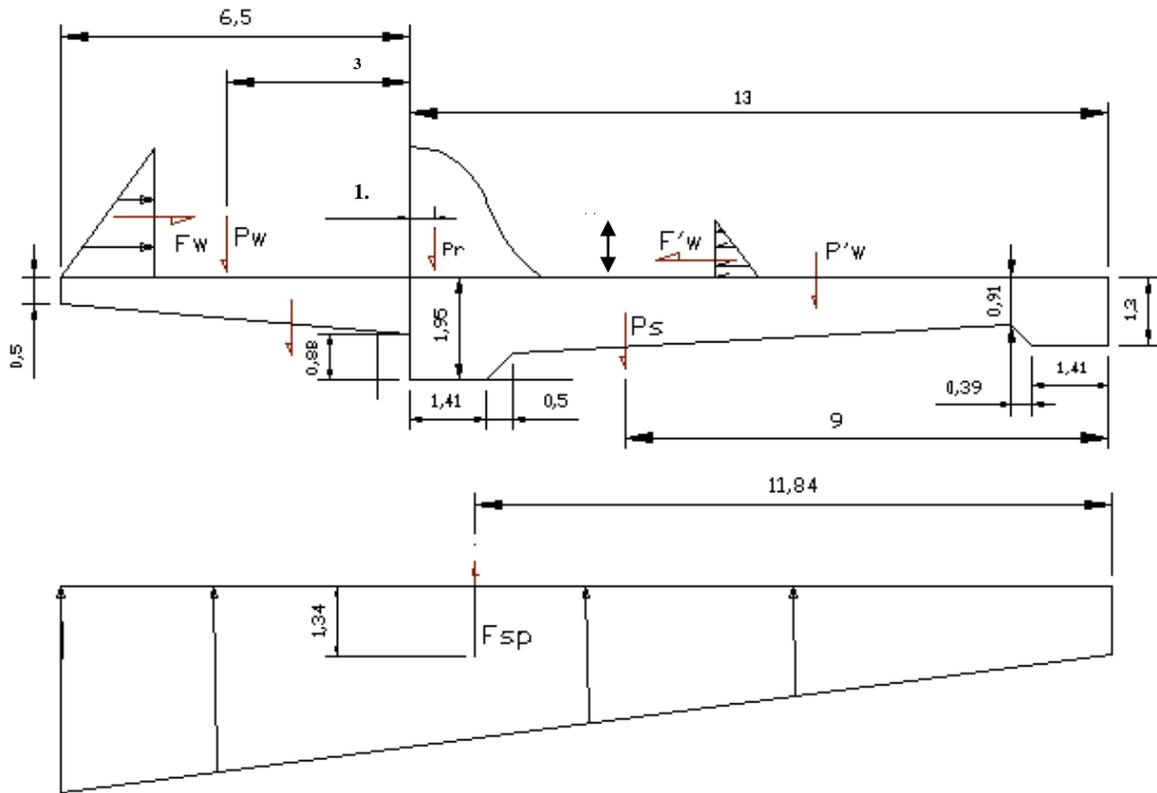


Figure IV-2 Représentation des force agissantes sur le diversoir

IV.2.2.2. Stabilité au renversement

Le principe de la stabilité au renversement est de vérifier que sous l'effet des différents charges horizontales et verticales sur l'ouvrage ne pivote pas autour l'axe A, pour que la stabilité soit vérifier :

$$\frac{M_s}{M_r} > 1 \div 3 \tag{IV.15}$$

Avec :

M_s : Somme des moments des forces stabilisatrices.

M_r : Somme des moments des forces déstabilisatrices.

$$M_s = P_r * 11.46 + P_s * 9 + P_w * 15.32 + P_w' * 5.05 + F_w' * 0.47 = 1851.6t.m$$

$$M_r = F_{sp} * 11.84 + F_w * 2.17 = 937.9t.m$$

$$\frac{M_s}{M_r} = 1,97$$

Donc : la stabilité au renversement est vérifiée.

IV.2.2.3. Stabilité au glissement

Une résistance aux forces horizontales est assurée par la cohésion du sol de fondation C et par l'angle de frottement interne.

La formule suivante tient en compte les le coefficient de frottement ainsi la cohésion qui engendre une force appelée force de cohésion SC.

Donc la force générale peut s'écrire :

$$F = \frac{\tan \theta \times \sum \text{Forces verticales} + CS}{\sum \text{Forces horizontales}} \quad (IV.16)$$

Avec :

$$\sum F_h = 13.18t = 131.8KN. \quad \sum F_v = 230.4t = 2304KN.$$

C : cohésion (C=50 Kpa =50KN/m²)

θ : angle de frottement ($\theta= 45^\circ$)

S : la largeur du déversoir = 100 m

Pour une fondation meuble la force doit être $F > 1.5$ pour que la stabilité au glissement soit vérifié.

$$\frac{\tan \theta \times \sum \text{Forces verticales} + C.S}{\sum \text{Forces horizontales}} = 3.79 \geq 1,5$$

Alors la stabilité au glissement est vérifiée.

IV.2.2.4. Stabilité au poinçonnement

On dit que le déversoir est stable au poinçonnement si la contrainte transmise par le radier de l'ouvrage est inférieur à la contrainte de sol. ($\sigma_{sol} = 150bar$).

Contraintes maximales et minimales de radier :

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{N}{100\beta} + \frac{6.M_G}{100\beta^2} \\ \sigma_2 &= \frac{N}{100\beta} - \frac{6.M_G}{100\beta^2} \end{aligned} \quad (IV.17)$$

Avec :

$$N = \sum F_v = 230.4t : \text{Somme des forces verticales.}$$

M_G : Somme des moments par rapport au centre de gravité du radier.

β : Largeur de radier de déversoir.

$$\text{Et } M_G = 582.88 \text{ t.m. donc } \sigma_1 = 0.38 \quad \text{et} \quad \sigma_2 = - 0.03 \quad .$$

$$\text{A l'état limite de service on a } \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 - \sigma_2}{4} = 0.3bar < \sigma_{sol}$$

Donc La stabilité au poinçonnement est vérifiée.

IV.2.3. Prédimensionnement du coursier

En considérant le coursier comme un mur de soutènement, on peut baser sur les même dimensionne que ce dernier.

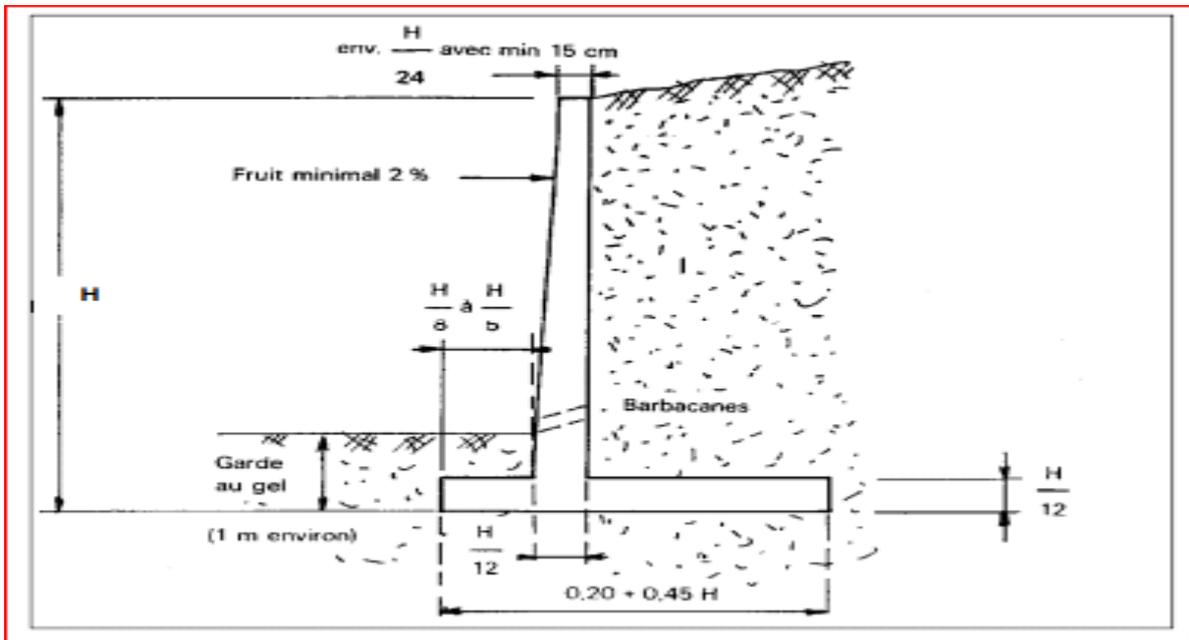


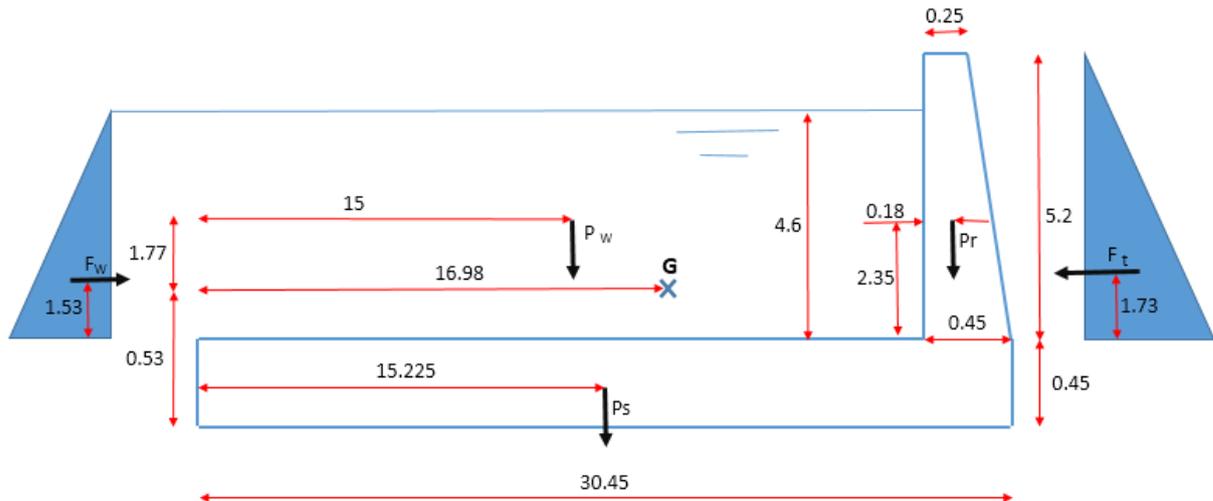
Figure III-3 predimensionnement du coursier¹

On trouvera :

$H = 5.2\text{m}$ (Depuis le calcul du plan d'eau le long du coursier dans le chapitre III)

La longueur de la base = 30 m (c'est le demi de la largeur du coursier)

IV.2.4. Stabilité des murs bajoyers



¹ « Chap 5 Soutènement ADETS 2015 05 02 ».

IV.2.4.1. Calcul des forces

- Forces verticales

- Poids du radier : $P_s = \gamma_b * S_s * l = 2.4 * (30.45 \times 0.45) * 1 = 32.88t$
- Poids du rideau : $P_r = \gamma_b \times S_r \times l = 2.4 \times \left(\frac{0.45 + 0.25}{2} \times 5.2 \right) \times 1 = 4.37t$
- Poids de l'eau : $P_w = \gamma_w \times S_w \times l = 1 \times (30 \times 4.6) \times 1 = 138t$

- Forces horizontales

- Poussée de l'eau : $F_w = \frac{1}{2} \gamma_w \times h_w^2 \times l = 0.5 \times 1 \times 4.6 \times 1 = 10.58t$
- Poussée des terres : $F_t = \frac{1}{2} * A_p * \gamma_t * h_t^2 * l = 0.5 * 0.33 * 2.05^2 * 1 = 9.15t$.

$$\text{Avec } A_p = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad \varphi = 30^\circ ; \quad l = 1m \quad \text{et} \quad \gamma_t = 2.05t/m^3$$

IV.2.4.2. Stabilité au renversement

$$M_s = P_r * 0.27 + P_s * 15.225 + P_w * 15 = 2571.87t.m$$

$$M_r = F_t * \frac{5.2}{3} = 15.86t.m$$

$$\frac{M_s}{M_r} = 171.4$$

Donc la stabilité au renversement vérifiée.

IV.2.4.3. Stabilité au glissement

$$T = \sum F_h = 9.15t. \quad N = \sum F_v = 37.256t.$$

$$F_s = \frac{C \times B + N \times \tan \theta}{T} = \frac{0.5 \times 1 + 37.256 \times \tan 30^\circ}{9.15} = 2.4$$

$F_s > 1.5$ Alors : le mure est stable du point de vue glissement.

IV.2.4.4. Stabilité au poinçonnement

$$\sigma_1 = \frac{N}{100\beta} + \frac{6.M_G}{100\beta^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{100\beta} - \frac{6.M_G}{100\beta^2}$$

$N = 37.26t.$ et $M_G = 273.03tm.$ donc $\sigma_1 = 0.29904.4Pa$ et $\sigma_2 = 5431.53Pa$ -

A l'état limite de service on a $\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 - \sigma_2}{4} = 47572Pa = 0.48bar < \sigma_{sol}$

Alors la stabilité du mur bajoyer au poinçonnement est vérifiée.

IV.3. Calcul de ferrailage

IV.3.1. Ferrailage du rideau du coursier

A. Calcul des moments

Le calcul des aciers de rideau se fait à l'encastrement et à demi hauteur pour les deux cas d'écoulement maximal et minimal.

❖ **Le moment à l'encastrement :**

Cas du coursier plein (avec écoulement) : $M_w = 1.5 \times (F_w \times 1.53 - Ft \times 1.75) \times \frac{h_w}{3} = 0.26 \text{ t.m}$

Cas du coursier vide (pas d'écoulement) : Poussée des terres : $M_t = 1.5 \times F_t \times 1.75 = 24.02 \text{ t.m}$

(1.5 : Coefficient de pondération en cas de surcharge).

L'effort agissant sur le mur est plus important en considérant le coursier vide. Donc c'est de cas le plus défavorable. Donc $M = M_t = 24.02 \text{ t.m}$

B. Calcul des aciers

On a :

$$\mu = \frac{M_e}{\sigma_{bc} * b * d^2} \quad (IV.18)$$

Avec :

- σ_{bc} : Contrainte admissible du béton. ($\sigma_{bc} = \frac{0.28 f_{cj}}{\gamma_b}$).
- f_{cj} est égale au moins 20Mpa, et au plus 45Mpa (regles-parasismiques-algeriennes-rpa99-version-2003).
- $\gamma_b = 1.15$ (regles-parasismiques-algeriennes-rpa99-version-2003)
- b ; largeur de la section ; $b = 100 \text{ cm}$
- d : hauteur de la section ; $d = 95 \text{ cm}$
- e : l'enrobage ; $e = 5 \text{ cm}$.
- M_e : est en [t.cm]

❖ Calcul à l'encastrement :

$$\mu = \frac{M_e}{\sigma_{bc} * b * d^2} = \frac{24.02 * 10^4}{(4.87 * 10^6) * 1 * 0.4^2} = 3.08 * 10^{-3}$$

Vérification de l'existence des aciers comprimés :

$$\mu_l = 0.8\alpha_l - 0.32\alpha_l^2 \quad (IV.19)$$

Avec :

$$\alpha_l = \frac{3.5}{1000 \cdot \varepsilon_l + 3.5} = 0.67 \quad (IV.20)$$

$$\varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s * E_s} = 0.0017 \quad (IV.21)$$

$E_s = 2.1 * 10^6$ (élasticité du béton), $f_e = 4000$ bars,

$\gamma_s = 1.15$ (cas accidentelle) : Coefficient de sécurité pour les aciers.

Alors : $\mu_l = 0.392$

On a $\mu < \mu_l$ Donc pas d'acier comprimé.

Section d'aciers :

$$A_s = \frac{M_e}{\beta * d * \sigma_s} \quad (IV.22)$$

Avec :

– A_s : section des aciers en m^2 .

– $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347.826$ Mpa .(contrainte maximale de l'allongement de l'acier)

– $\beta = 1 - 0.4 * \alpha = 0.99$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}}{0.8} = 0.0079 \quad (IV.23)$$

$$A_{s1} = \frac{M_l}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{24.02 * 10^4}{0.99 * 0.4 * (347.826 * 10^6)} = 0.001743 m^2 = 17.43 cm^2.$$

Le pourcentage minimal pour la zone I est de 0.7%. (RPA99 version 2003).

$$A_s = (100 \times 45) \times 0.7\% = 31.5 cm^2$$

Donc on choisit (4T25 + 4T20)

IV.3.2. Ferrailage de la semelle

La semelle est soumise aux charges dues au poids de l'eau, poids de rideau, son propre poids, et les réactions de sol.

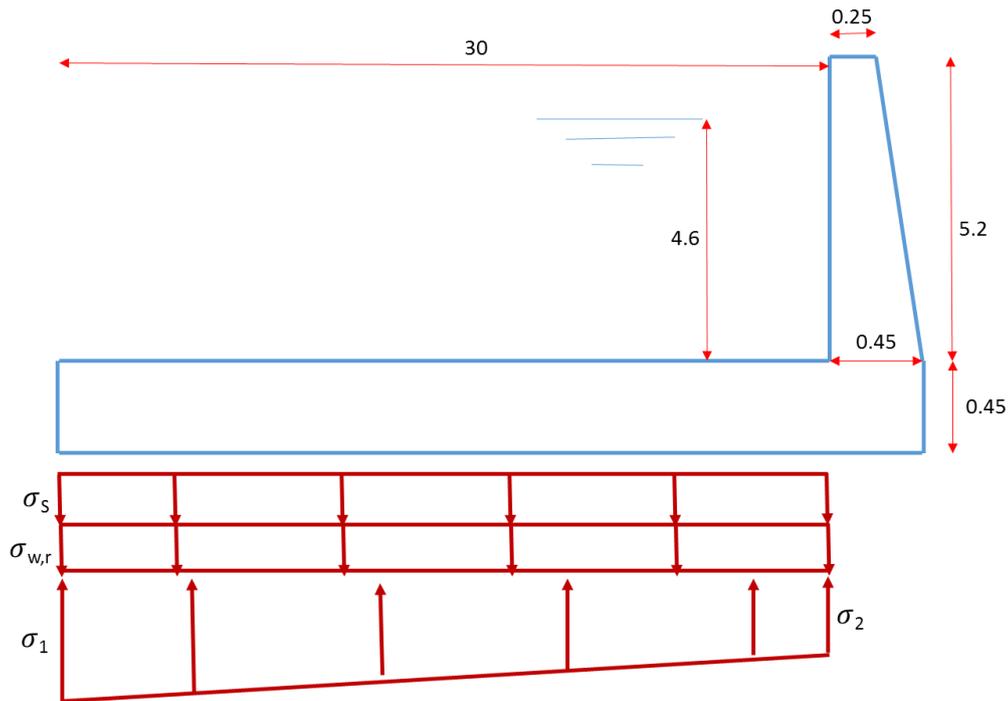


Figure IV-3 Contraintes agissantes sur la semelle

❖ **Contrainte de radier**

$$\sigma_s = \frac{1.35 * P_s}{1 * B} = \frac{1.35 * 32.88 \times 10^4}{1 * 30} = 14577 Pa$$

B : la longueur de la base de la semelle en m.

❖ **Contrainte du rideau et des eaux**

$$\sigma_{w,r} = \frac{1.35 P_r + 1.5 P_w}{1 * B} = \frac{(1.35 \times 32.886 \times 10^4 + 1.5 \times 138 \times 10^4)}{1 * 30} = 69917.73 Pa$$

❖ **Contraintes du sol**

$$\sigma_1 = \frac{N}{100QN} + \frac{6.M_G}{100QN^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{100QN} - \frac{6.M_G}{100QN^2}$$

$$N = 1.35 (P_r + P_s) + 1.5 P_w = 257.29t, \quad M_G = 1.35 (P_r \times 14.955 - F_t \times 1.955) - 1.5 \times P_w \times 0.225 = 17.5t.m$$

Alors : $\sigma_1 = 85628.33 Pa$; $\sigma_2 = 83363.45 Pa$.

- **Moment résultant à l'encastrement :**

$$M_P = S_{PQ} \times D = 34482.65 \times 15.23 = 525178.38 \text{ KN.m}$$

Avec : S_{PQ} : Aire résultant de diagramme des contraintes.

D : la distance entre le centre de gravité de l'aire et l'encastrement

Ferraillage :

- b = 100 cm.
- e = 3cm.
- d = 42 cm.

$$\mu = \frac{M_P}{\sigma_{bc} * b * d^2} = \frac{525178.38}{(4.87 \times 10^6) * 1 * 0.42^2} = 0.67.$$

$\mu > \mu_l = 0.392$ Alors il y a d'armatures comprimées et d'armatures tendues.

$$M_l = \mu_l \cdot \sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2 = 0.392 \times 4.87 \cdot 10^6 \times 1 \times 0.42^2 = 305446.4 \text{ N.m}$$

$$M_R = M_P - M_l = 525178.38 - 305446.4 = 219731.98 \text{ N.m}$$

- $\alpha = 0.669 \quad \rightarrow \quad \beta = 1 - 0.4 * \alpha = 0.73$
- $\varepsilon'_s = (3.5\%_0 + \varepsilon_l) \frac{d-c'}{d} - \varepsilon_l = 0.00285 \quad \varepsilon_s = \varepsilon_l = 0.0017$
- $\sigma'_s = \varepsilon'_s E_s = 598.5 \text{ MPa}$

$$A'_s = \frac{M_R}{(d-c') * \sigma'_s} = \frac{219731.98}{0.39 * (598.5 \times 10^6)} = 0.0105 \text{ m}^2 = 10.5 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{M_l}{\beta \cdot \sigma_s} + A'_s \frac{\sigma'_s}{\sigma_s} = \frac{305446.4}{0.73 \cdot (347.826 \times 10^6)} + 0.0105 \frac{598.5}{347.826} = 0.01927 \text{ m}^2 = 19.27 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : $A'_s \Rightarrow 7T14$ espacement 15cm $A_s \Rightarrow 7T20$
Espacement 15cm

IV.3.3. Ferraillage du rideau du déversoir :

Le Ferraillage du rideau du déversoir est calculé pour un moment d'encastrement exercé à la base, on considère le cas le plus défavorable (pas d'écoulement à l'aval du déversoir)

Donc le moment d'encastrement :

$$M_e = F_h (h/3)$$

$$F_h = 31.9 \text{ t}$$

$$h = 2.7 \text{ m}$$

$$M_e = 28,71 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0.0009.$$

$$\beta = 1 - 0.4 * \alpha = 0.99,$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}}{0.8} = 0.015,$$

$$A = 22.7 \text{ cm}^2$$

On prend 7barres de diamètre 20mm 7T20 espacement 15cm

Conclusion

Le calcul de stabilité et de ferrailage de déversoir et le coursier a été considérée pour les cas les plus défavorables, et après ces calculs on a arrivé à la conclusion que ces derniers sont stables aux différentes charges.

Comme recommandation, La réalisation de coursier et le chenal d'écoulement se fait par bloc de 20m, les radiers des murs bajoyers sont liés entre eux par des joints (Water stop). Tandis qu'on doit prévoir un dispositif de drainage afin d'évacuer les eaux d'infiltrations des fondations pour éliminer l'effet des sous pressions.

IV.3.4. Ferrailage du radier de déversoir

a) Calcul des forces :

❖ Forces verticales

- Poids du radier : $P_s = \gamma_b * S_s * l = 2.4 * 22 * 1 = 50.4t$
- Poids du rideau : $P_r = \gamma_b * S_r * l = 43.92t$
- Poids de l'eau amont $P_w = \gamma_w * S_w * l = 42.25t$
- Poids de l'eau aval $P_w' = \gamma_w * S_w' * l = 15.26t$
- Sous pressions : $F_{sp} = \gamma_w * S_{sp}^h * l = 46.04t$

❖ Forces horizontales

- Poussée de l'eau amont : $F_t = \gamma_w * S_w * l = 12.18.$
- Poussée de l'eau aval : $F_w' = \gamma_w * S_w' * l = 1.96t.$

b) Calcul des contraintes

❖ Contrainte des forces verticales

$$\sigma_{t,s,r,w} = \frac{1.35 * P_s + 1.5(P_r + P_w + P_w')}{100 * B} = 1.157bar.$$

❖ Contraintes de sol

$$\sigma_1 = \frac{N}{100\beta} + \frac{6.M_G}{100\beta^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{100\beta} - \frac{6.M_G}{100\beta^2}$$

$$N = 91t, \quad M_G = 167.19t.m.$$

$$\text{Alors : } \sigma_1 = 0.191 \text{ bar ; } \sigma_2 = -0.009\text{bar.}$$

❖ Contraintes résultantes :

$$- \quad \sigma_N = 1.702 \text{ bar; } \sigma_p = 1.470 \text{ bar.}$$

c) Ferrailage :**• Partie MN**

$$MP = SPQ \times 4.61 = 49.02t.m$$

Section de calcul :

- b = 100cm.
- e = 3cm.
- d=170cm.

$$\mu = 0.0022.$$

$\mu < \mu_l$: Alors il y'a pas des aciers comprimés.

$$\beta = 1 - 0.4 * \alpha = 0.99;$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 * \mu}}{0.8} = 0.0055,$$

$$A_{NM} = \frac{M_N}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{9.09 * 10^5}{0.99 * 170 * 3478.26} = 1.55cm^2$$

Section min :

D'après le R.P.A 2003 le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,7% de la section du béton en toute section.

$$A_{min} = \left(\frac{0.7}{100}\right) \times 170 \times 100 = 11.9cm^2$$

On choisira 5barres de diamètre 16mm 5T16 espacement e=15cm

• Partie PQ

$$M_P = S_{PQ} * 4.61 = 49.02t.m$$

Section de calcul :

- b = 100 cm.
- e = 3 cm.
- d = 170 cm.

$$\mu = \frac{M_P}{\sigma_{bc} * b * d^2} = \frac{49.02 * 10^5}{142 * 100 * 170^2} = 0.0119.$$

$\mu < \mu_l$: Alors il y'a pas des aciers comprimés.

$$\beta = 1 - 0.4 * \alpha = 0.99,$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}}{0.8} = 0.015,$$

$$A_{PQ} = \frac{M_P}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{49.02 \cdot 10^5}{0.99 \cdot 170 \cdot 3478.26} = 8.37 \text{ cm}^2$$

D'après le R.P.A 2003 le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,7% de la section du béton en toute section.

$$A_{min} = \left(\frac{0.7}{100}\right) \cdot 170 \cdot 100 = 11.9 \text{ cm}^2$$

On choisira 5barres de diamètre 16mm 5T16 espacement e=15cm

Conclusion générale

Cette étude a été réalisée sur le barrage qui sera réalisé au niveau de la wilaya de Biskra située à 310 Km au sud-est de la capitale Alger. Ce barrage est conçu à répondre aux besoins en eaux enregistrés dans le domaine d'irrigation et d'alimentation en eau potable au niveau de la région.

Dans le cadre de ce projet intitulé étude des ouvrages annexes du barrage de Branis, on a suivi un plan composé de quatre parties : synthèse de l'étude de faisabilité, étude hydrologique, étude des variantes de l'évacuateur de crue et les ouvrages annexes et l'étude génie civil.

Selon les résultats trouvés le barrage de Branis est d'une hauteur de 54m pour stocker un volume utile de 5.85Mm^3 dans une cote de 403.54m. Le volume mort est de 2.43Mm^3 . L'étude des crues montre que le débit déversant est de $1892.52\text{m}^3/\text{s}$ avec une lame de 4.23m et une largeur 100m.

Dans cette thèse on a proposé trois variantes pour l'évacuateur de crue : un évacuateur latérale à entonnoir frontal, un évacuateur en gradins et un évacuateur en siphon. Pour le choix on a choisi la première variante sur laquelle on a fait une étude génie civil.

Références bibliographiques

- BENDJOUDI, Hocine et HUBERT, PIERRE. Le coefficient de compacité de Gravelius: analyse critique d'un indice de forme des bassins versants. *Hydrological sciences journal*, 2002, vol. 47, no 6, p. 921-930.
- BENLAOUKLI, B. et TOUAÏBIA, B. Introduction au dimensionnement des retenues collinaires. Blida, 2004.
- BENMANSOUR, Nadir. Etude de crues et localisation des zones inondables. 2009. Thèse de doctorat. 2009.
- CHAMANI, Mohammad Reza et RAJARATNAM, Nallamuthu. Jet flow on stepped spillways. *Journal of Hydraulic Engineering*, 1994, vol. 120, no 2, p. 254-259.
- CHANSON, Hubert. Hydraulic design of stepped spillways and downstream energy dissipators. *Dam Engineering*, 2001, vol. 11, no 4, p. 205-242.
- CHANSON, Hubert. Hydraulics of nappe flow regime above stepped chutes and spillways. *Australian Civil/Structural Engineering Transactions*, 1994, no 1, p. 69-76.
- CHANSON, Hubert. *Hydraulics of stepped chutes and spillways*. CRC Press, 2002.
- CORNS, Charles F., TARBOX, Glenn S., et SCHRADER, Ernest K. Gravity dam design and analysis. In : *Advanced dam engineering for design, construction, and rehabilitation*. Springer US, 1988. p. 466-492.
- CUNGE, Jean A. et WEGNER, M. Intégration numérique des équations d'écoulement de Barré de Saint-Venant par un schéma implicite de différences finies. *La Houille Blanche*, 1964, no 1, p. 33-39.
- DA CUNHA, Paulo Ferreira. *Rethinking natural law*. Springer Science & Business Media, 2012.
- FRATINO, U., PICCINNI, A., et DE MARINIS, G. Dissipation efficiency of stepped spillways. In : H.-E. Minor and W. Hager, *Proceeding of the International Workshop on Hydraulics of Stepped Spillways*, IAHR, AA Balkema/Rottersam/Brookfield, Zurich, Switzerland. 2000.
- GARCÍA RICO, Leticia, SOTO CRUZ, María Sonia, JARA MARINI, Martín E., et al. Fracciones geoquímicas de Cd, Cu y Pb en sedimentos costeros superficiales de zonas ostrícolas del Estado de Sonora, México. *Revista Internacional de Contaminación Ambiental*, 2004, vol. 20, no 4.
- GIANDOTTI, Mario. Idrologia della bonificia integrale. In : *Idrologia della bonificia integrale*. SAG, 1937.
- GRAVELIUS, Harry. *Grundriß der gesamten Gewässerkunde*. GJ Göschen, 1914.
- HINGRAY, Benoît, PICOUET, Cécile, et MUSY, André. *Hydrologie: Une science pour l'ingénieur*. PPUR presses polytechniques, 2009.
- HUREZ, Marcel, JURASZEK, Nicolas, et PELCÉ, Marc. *Dimensionner les ouvrages en maçonnerie: Guide d'application*. Editions Eyrolles, 2011.
- Hydrologie de surface (Eléments d'hydraulique générale)*, 2003. Par : J.P.Laborde. Page : 30.
- INGLE, Tatewar SP. Nappe Flow on Inclined Stepped Spillways. *Journal of The Institution of Engineers (India)*, 1999, vol. 79.
- MILES, Matthew B. et HUBERMAN, A. Michael. Analyse des données qualitatives. De Boeck Supérieur, 2003.
- PAILLÉ, Jean-Marie. *Calcul des structures en béton*. Editions Eyrolles, 2008.
- RAND, Waler. Flow geometry at straight drop spillways. In : *Proceedings of the American Society of Civil Engineers*. ASCE, 1955. p. 1-13.

SMOLEV, James K., MCLOUGHLIN, Martin G., ROLLEY, Ronald, *et al.* The surgical approach to urological complications in renal allotransplant recipients. *The Journal of urology*, 1977, vol. 117, no 1, p. 10-12.

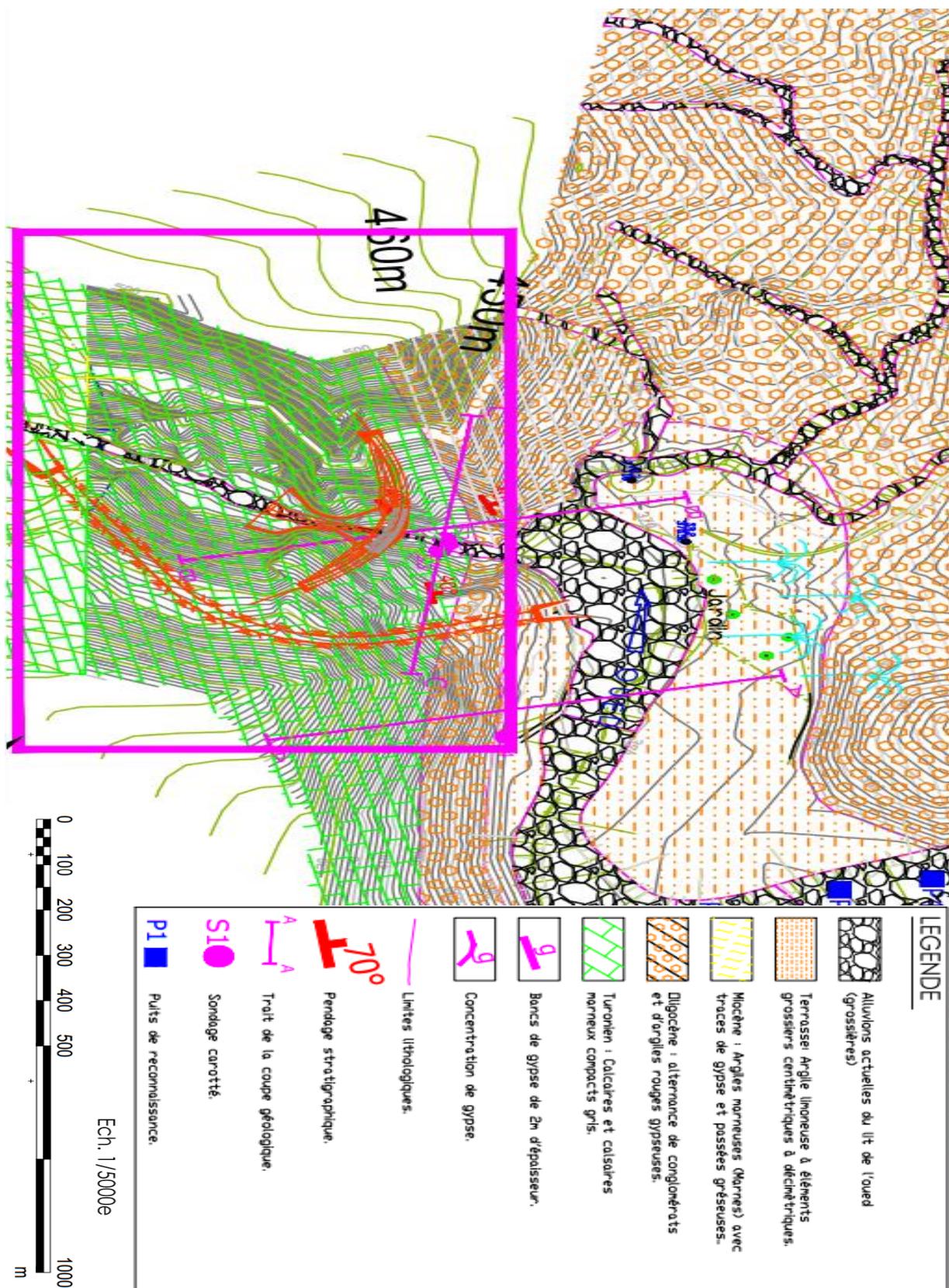
TATEWAR, S. P. et INGLE, R. N. Nappe flow on inclined stepped spillways. *JOURNAL-INSTITUTION OF ENGINEERS INDIA PART CV CIVIL ENGINEERING DIVISION*, 1999, vol. 79, p. 175-179.

TOUAÏBIA, B. *Manuel pratique d'hydrologie. Edition Madani, Blida, Algérie, 2004.*

YASUDA, Youichi, TAKAHASHI, Masayuki, et OHTSU, Iwao. *Energy dissipation of skimming flows on stepped-channel chutes. 2001.*

Annexes

Annexes 01 : la carte géologique de la cuvette



Annexe 02 : La vitesse d'approche admissible en fonction du type de sol.

Types de sols	Diamètre d_{50} (mm)	V_{adm} (m/s) pour différents hauteurs (m)				
		(H+P)=0.4	(H+P)=1.0	(H+P)=2.0	(H+P)=3.0	(H+P) > 5.0
Sable très fin	0.05-0.15	0.15-0.20	0.20-0.30	0.25-0.40	0.40-0.45	0.40-0.55
Sable fin	0.15-0.25	0.20-0.35	0.30-0.45	0.40-0.55	0.45-0.60	0.55-0.70
Sable moyen	0.25-1.0	0.35-0.50	0.45-0.60	0.55-0.70	0.60-0.75	0.70-0.85
Sable gros	1.0-2.5	0.50-0.75	0.60-0.75	0.70-0.80	0.75-0.90	0.85-1.00
Gravier fin	2.5-5.0	0.75-0.85	0.75-0.85	0.80-1.0	0.90-1.10	1.00-1.20
Gravier moyen	5.0-10	0.85-0.90	0.85-1.05	1.0-1.15	1.10-1.30	1.20-1.45
Cailloux fin	10-15	0.90-1.10	1.05-1.20	1.15-1.35	1.30-1.50	1.45-1.65
Cailloux moyen	15-25	1.10-1.25	1.20-1.45	1.35-1.65	1.50-1.85	1.65-2.0
Cailloux gros	25-40	1.25-1.50	1.45-1.85	1.65-2.10	1.85-2.30	2.0-2.45
Cailloux très gros	40-75	1.50-2.0	1.85-2.40	2.10-2.75	2.30-3.10	2.45-3.30
Petite pierre	75-100	2.0-2.45	2.4-2.80	2.75-3.20	3.10-3.50	3.30-3.80
Pierre moyenne	100-150	2.45-3.0	2.80-3.35	3.20-3.75	3.50-4.10	3.80-4.40
Grosse pierre	150-200	3.0-3.50	3.35-3.80	3.75-4.30	4.10-4.65	4.40-5.0
Petite bloc	200-300	3.50-3.85	3.80-4.35	4.30-4.70	4.65-4.90	5.0-5.50
Moyenne bloc	300-400	-	4.35-4.75	4.70-4.95	4.90-5.30	5.50-5.60
Grosse bloc	400-500	-	-	4.95-5.35	5.30-5.50	5.60-6.0
Roches sédimentaires, conglomérats, marnes.		2.10	2.50	2.90	3.10	
Calcaire poreux et conglomérats compacts, grès calcifiés, etc.		2.50	3.0	3.40	3.70	
Grès dolomitiques, calcaires compacts non stratifiés, silices.		3.70	4.50	5.20	5.60	
Roches cristallines, marbres et granites.		16.0	20.0	23.0	25.0	
Diabases, basaltes et quartzites.		21.0	25.0	25.0	25.0	

Annexe 03 Les pentes de talus d'un canal trapézoïdale en fonction du type du matériau

N°	Matériaux	Talus	
		m ₁	m ₂
1	Roche	0.25	0
2	Argile compactée ou terre recouvert d'une couche de béton	0.50 ÷ 1.0	0.75
3	Terre avec protection en enrochement, ou canal en terre	1.0	0.75
4	Argile consolidée	1.5	1.0
5	Sol sableux non consolidée	2.0	1.5
6	Sable limoneux ou argile non consolidée	3.0	2.0

Annexe 04: Quelques valeurs de n coefficient de rugosité de Manning.

N°	Type du canal ouvert	n
1	Ciment très lisse, bois bien raboté	0.010
2	Bois raboté, rigoles de bois neuves, fonte revetue	0.012
3	Bon tuyau d'égout vitifié, bonne maçonnerie de brique, tuyau de béton moyen, bois non raboté, canivaux de métal lisse	0.013
4	Tuyau d'égout de terre moyen et tuyau de fonte moyen, garniture de ciment moyenne.	0.015
5	Canaux à même la terre droits et en bon état	0.023
6	Canaux à même la terre, état moyen	0.027
7	Canaux découpés dans le roc	0.040
8	Rivières en bon état	0.030