

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 DE FAISABILITE DU BARRAGE BRANIS
(W.BISKRA)**

PRESENTE PAR :
Yasmine ABDELLAZIZ

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M A.HADJ SADOK	Maitre de Conférences (A)	Président
M A.ZEROUAL	Maitre de Conférences (B)	Examineur
M M.BOUZIANE	Maitre Assistant (A)	Examineur
M E.OSMANI	Maitre Assistant (A)	Examineur
M M.K.MIHOUBI	Professeur	Promoteur

Session - 2018

ملخص

ينبع هذا العمل من الحاجة الصادرة عن الوكالة الوطنية للسدود والتحويلات إلى تخزين المزيد من الموارد المائية لأغراض زراعية أساساً. وتأتي مذكرتنا هذه لتناول دراسة مفصلة لإقامة سد على وادي برانيس في إقليم ولاية بسكرة. قمنا بتوضيحها بالتركيز على عدة نقاط. أهمها: عرض موجز للمنطقة المدروسة، وصف للخصائص المورفومترية والهيدرولوجية للحوض من أجل فهم أفضل لاستجابة تصريف الأمطار وتحليل تأثيرها على التدفق والفيضان. وأخيراً اقتراح تصميم للسد.

الكلمات الجوهرية: برانيس، الفيضان، دراسة سد

Résumé

Ce présent travail fait suite au besoin émit par l'Agence Nationale des Barrages et des Transferts, de mobiliser plus de ressources hydriques pour le développement des activités agricoles, dans la wilaya de Biskra. Il s'agira de la faisabilité d'un barrage sur oued Branis et s'articulera autour de plusieurs points ; une présentation sommaire de la zone d'étude, une caractérisation de la morphométrie et de l'hydrologie du bassin versant afin de mieux appréhender la réponse pluie-débit, la détermination de la crue de projet pour ensuite proposer un dimensionnement du barrage projeté.

Mots clés : Digue, Branis, Crue, Faisabilité.

Abstract

This work tries to satisfy the National Agency for Dams and Transfers needs in order to mobilize more water resources mainly for the development of agricultural activities in the city of Biskra. The study was applied on the dam located on Wadi Branis and was divided into four steps: providing a summary of the studied area, determining watershed morphometric and hydrologic properties in order to better understand the rainfall-discharge reaction, calculating the flow rate and proposing a design of the projected dam.

Keywords: Dam, Branis, flood, Feasibility.

Tables des matières

INTRODUCTION GENERALE	7
CHAPITRE I PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE.....	11
I.1 INTRODUCTION	12
I.2 SITUATION GEOGRAPHIQUE	12
I.3 HYDROGRAPHIE :	13
<i>I.3.1 Contexte général :</i>	<i>13</i>
<i>I.3.2 Hydrographie du bassin versant de Branis :</i>	<i>13</i>
I.4 CLIMAT	15
<i>I.4.1 Contexte climatique.....</i>	<i>15</i>
<i>I.4.2 Aperçu climatique.....</i>	<i>16</i>
CHAPITRE II ETUDE GEOLOGIQUE.....	20
II.1 INTRODUCTION	21
II.2 CONTEXTE GEOLOGIQUE REGIONAL :	21
II.3 GEOLOGIE DE LA ZONE DE L'AMENAGEMENT	22
II.4 SITUATION TOPOGRAPHIQUE ET MORPHOLOGIQUE DU BARRAGE.....	23
II.5 GEOLOGIE DU SITE	24
<i>II.5.1 Lithologie</i>	<i>24</i>
<i>II.5.2 Structures géologiques</i>	<i>25</i>
II.6 SYNTHESSES DES TRAVAUX GEOLOGIQUES, GEOTECHNIQUES ET GEOPHYSIQUES	26
<i>II.6.1 Travaux de reconnaissances effectués</i>	<i>26</i>
<i>II.6.2 Résultats pour le site du barrage.....</i>	<i>28</i>
II.7 ZONES D'EMPRUNT.....	31
<i>II.7.1 Zones amont de l'axe du barrage</i>	<i>31</i>
<i>II.7.2 Zone à l'amont immédiat de l'axe du barrage</i>	<i>32</i>
<i>II.7.3 Zone à l'aval de l'axe du barrage</i>	<i>32</i>
<i>II.7.4 Volume des matériaux.....</i>	<i>32</i>
II.8 ALEA SISMIQUE DU BARRAGE	33
II.9 CONCLUSION	35
CHAPITRE III ETUDE HYDROLOGIQUE.....	36
III.1 INTRODUCTION	37
III.2 DEFINITION DU BASSIN VERSANT.....	37
III.3 CARACTERISTIQUES PHYSIOGRAPHIQUES ET MORPHOLOGIQUES.....	37
<i>III.3.1 Superficie (S).....</i>	<i>37</i>
<i>III.3.2 Le Périmètre (P).....</i>	<i>38</i>

III.3.3	Caractéristiques de forme	38
-	<i>La pente</i>	42
-	<i>Dénivelée spécifique</i> :	45
III.4	CARACTERISTIQUES HYDROGRAPHIQUES DU BASSIN VERSANT	45
III.4.1	Classification de Schum	45
III.4.2	Longueur du cours d'eau principal.....	46
III.4.3	Pente du cours d'eau principal	46
III.4.4	Densité de drainage.....	46
III.4.5	Temps de concentration et temps de parcours	47
III.5	T _C =8,52 HEURES	47
III.6	RECAPITULATIF	47
III.7	ETUDE DES PRECIPITATIONS ET DES ECOULEMENTS	48
III.7.1	Présentation de la station pluviométrique	49
III.7.2	Pluies maximales journalières	50
III.7.3	Analyse statistique des pluies maximales journalières :.....	51
III.7.4	Ajustement aux lois statistiques :	52
III.7.5	Courbes Intensité – Durée – Fréquences :.....	54
III.8	APPORTS LIQUIDES.....	57
III.8.1	Apport moyen mensuel	57
III.8.2	Caractéristique de l'écoulement.....	59
III.8.3	Apport de fréquence 80 %	59
III.9	APPORTS SOLIDES.....	60
III.9.1	Transport solide.....	60
III.9.2	Estimation du volume mort :	61
III.10	ETUDE DES CRUES.....	61
III.10.1	Débit de crue	61
III.10.2	Construction des hydrogrammes des crues.....	62
III.10.3	Crue de projet	64
III.11	REGULARISATION DES DEBITS	66
III.11.1	Courbe Capacité-Hauteur	66
III.11.2	Répartition mensuelle de la consommation :	68
III.11.3	Calcul du volume utile	69
III.12	LAMINAGE DES CRUES :	73
III.12.1	Estimation du débit de crue laminée :	74
III.12.2	Estimation de la charge au-dessus du déversoir :	74
CHAPITRE IV	CHOIX DES VARIANTES	81
IV.1	INTRODUCTION	82
IV.2	VARIANTES PROPOSEES	82

IV.2.1 Barrage en terre homogène	82
IV.2.2 Barrage en terre à noyau d'argile	83
IV.2.3 Barrage en enrochement à noyau d'argile	83
IV.3 DIMENSIONNEMENT DU BARRAGE	83
IV.3.1 Calcul de la revanche :	75
IV.4 ÉTUDE ECONOMIQUE DES VARIANTES	86
IV.4.1 Variante A: Barrage homogène :	86
IV.4.2 Variante B : Barrage en terre zoné :	87
IV.4.3 Variante C: Barrage en enrochement zoné	88
IV.5 CHOIX DE LA VARIANTE	89
V.1 INTRODUCTION :	91
V.1.1 Dimensionnement de la digue :	91
V.2 ÉTUDE DES INFILTRATIONS.....	93
V.2.1 Hypothèses de calcul :	93
V.2.2 Ligne de saturation - Méthode de Kozény.....	94
V.2.3 Débit de fuite :	96
V.3 DRAINS ET FILTRES :	96
V.3.1 Constitution des drains et filtres :	97
V.3.2 Calcul des filtres :	97
V.3.3 Dimensionnement du drain tapis :	98
V.3.4 Dimensionnement du prisme aval.....	98
V.3.5 Etanchéité de la fondation:	98
V.4 ÉTUDE DE STABILITE	99
V.4.1 Méthode de calcul.....	99
V.4.2 Principe de la méthode :	100
V.4.3 Résultats:.....	102
V.5 DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES ANNEXES	104
V.5.1 Canal d'approche	105
V.5.2 Le déversoir	106
V.5.3 Le chenal d'écoulement.....	106
V.5.4 Le convergent.....	107
V.5.5 Le coursier	108
V.5.6 Vidange de fond	109
V.5.7 Prise d'eau.....	109
CHAPITRE VI ORGANISATION DE CHANTIER	110
VI.1 INTRODUCTION	111
VI.2 ROLES ET RESPONSABILITES DES INTERVENANTS SUR CHANTIER	111
VI.2.1 Maître de l'ouvrage	111

VI.2.2 <i>Maître d'œuvre</i> :	111
VI.2.3 <i>L'entrepreneur</i>	112
VI.3 INSTALLATIONS DU CHANTIER	112
VI.3.1 <i>Installations destinées au personnel</i>	112
VI.3.2 <i>Installations destinées au stockage des matériaux</i> :	112
VI.3.3 <i>Installations destinées à la réparation des engins</i>	113
VI.3.4 <i>Installations destinées pour la préfabrication</i> :	114
VI.4 MATERIEL ET PERSONNEL NECESSAIRES :	114
VI.4.1 <i>Matériels nécessaires</i>	114
VI.5 ORDRE D'EXECUTION DES TRAVAUX :	114
VI.6 EXECUTION DE L'OUVRAGE :	114
VI.6.1 <i>Réalisation de la digue</i> :	115
VI.6.2 <i>Techniques de la planification</i> :	115

Liste des tableaux

Tableau 1 Températures moyennes, maximales et minimales à la station de El Kantara (degré Celsius).....	17
Tableau 2 Températures moyennes, maximales et minimales à la station d'Arris (degré Celsius).....	17
Tableau 3 Humidité relative de l'air observée à Batna.....	18
Tableau 4 Humidité relative de l'air observée à Biskra.....	18
Tableau 5 Vitesses et directions moyennes du vent observées à la station de Bou Saada entre 1991 et 2000	18
Tableau 6 Evaporation sur le plan d'eau (mm) – Répartition mensuelle Foum El Gherza	19
Tableau 7 Récapitulatif des résultats des essais physiques et mécaniques	30
Tableau 8 Volume des matériaux disponibles	32
Tableau 9 Calcul de la courbe hypsométrique	40
Tableau 10 Détermination des altitudes.....	42
Tableau 11 Classification des reliefs	43
Tableau 12 Longueur correspondant à chaque courbe de niveau	44
Tableau 13 caractéristiques physiographiques et morphométriques du bassin versant ..	48
Tableau 14 Données de la station pluviométrique	49
Tableau 15 Précipitations maximales journalières	50
Tableau 16 Caractéristiques empiriques de la série des pluies	51
Tableau 17 Paramètres de la loi Log-normale	54
Tableau 18 Quantiles en fonction des périodes de retour- loi log normale	54
Tableau 19 Intensité - durée - fréquence	55
Tableau 20 Apport moyen estimé au site du barrage de Branis (Mm3)	57
Tableau 21 Caractéristiques de l'écoulement.....	59

Tableau 22 Apport fréquentiel	60
Tableau 23 Débit maximum fonction de la période de retour	62
Tableau 24 Débit de crue pour différentes périodes de retour	63
Tableau 25 Crue de projet en fonction de la catégorie de dommage	65
Tableau 26 Données de terrain, hauteurs-surfaces	66
Tableau 27 La répartition mensuelle de la demande	68
Tableau 28 Débits et apports annuels	70
Tableau 29 Application de la méthode de Kristy Menkel	72
Tableau 30 Calcul du volume forcé	73
Tableau 31 Calcul de la hauteur des vagues	75
Tableau 32 Résultats de calculs de la largeur en crête.....	76
Tableau 33 Détermination des pentes des talus (CEMAGREF).....	84
Tableau 34 Pentes des talus du noyau en fonction de la perméabilité.....	84
Tableau 35 Gradient hydraulique admissible	86
Tableau 36 Calcul du volume de la digue du barrage homogène	87
Tableau 37 Calcul du volume du noyau	87
Tableau 38 Calcul du volume du barrage homogène en alluvion.....	88
Tableau 39 Coûts des différentes variantes étudiées	89
Tableau 40 Paramètres du barrage	91
Tableau 41 Classification des barrages selon la norme SNIP	93
Tableau 42 Coefficients de stabilité admissible	100
Tableau 43 Caractéristiques mécaniques des fondations.....	101
Tableau 45 Coordonnées graphiques du profil du déversoir	106

Liste des figures

Figure 1 Emplacement du site projeté pour le barrage de Branis	12
Figure 2 Représentation du bassin versant de Branis	14
Figure 3 Carte des précipitations moyennes dans le Nord Algérien. Source: ANRH ...	15
Figure 4 Carte des étages bioclimatiques dans le Nord Est Algérien	16
Figure 5 PGA moyenne avec une probabilité de dépassement de 10% en 50 ans (période de retour 475 années) (Pelaez et al. 2005 modifié)	34
Figure 6 Rectangle équivalent	39
Figure 7 Tracé de la courbe hypsométrique.....	41
Figure 8 Classification de Shum pour oued Branis	45
Figure 9 Tracé du bassin versant	50
Figure 10 III.7.4.1 Courbe d'ajustement à la loi de Gumbel	52
Figure 11 Courbe d'ajustement à la loi de Galton.....	53
Figure 12 Courbe d'ajustement à la loi GEV	53
Figure 13 Courbe Intensité Durée Fréquence	56
Figure 14 Hydrogramme de crue	64
Figure 15 Hydrogramme de crue pour la période de référence	66
Figure 16 Courbe Capacité - Hauteur	68
Figure 17 Courbe de la hauteur déversante en fonction des débits.....	78
Figure 18 Abacque de Casagrande	93
Figure 19 Ligne de saturation	94
Figure 20 Talus amont en fonctionnement normal	100
Figure 21 Talus amont en fin de construction	100
Figure 22 Profil du deversoir	103

Introduction

Dans le cadre de la stratégie nationale relative à la mobilisation de la ressource en eau, l'Agence Nationale des Barrage et des Transferts (ANBT) s'imposant comme acteur majeur de ce programme, s'est vu en charge d'une étude de faisabilité d'un barrage « Branis » dans la wilaya de Biskra. Projeté sur oued Branis, il vient combler le déficit en eau de la région. Il est principalement destiné à l'alimentation en eau potable des agglomérations avoisinantes et à l'irrigation des terres agricoles de la wilaya.

L'objet de ce mémoire est donc l'étude de dimensionnement de ce barrage. Cette étude s'étale sur plusieurs chapitres. Après une synthèse des études topographiques, géologiques et géotechniques menées par des services partenaires de l'ANBT, il sera question du volet hydrologique. Il permettra de caractériser les écoulements de Oued Branis, de quantifier les apports en eau et de déterminer le débit de crue a partir duquel se fera le dimensionnement du barrage. Un choix de variante sera proposé au chapitre suivant. Quant au cinquième chapitre, il sera consacré à l'étude détaillée de la variante retenue, son dimensionnement, l'étude de ses infiltrations, de sa stabilité et de ses ouvrages annexes.

Chapitre I

Présentation de la zone d'étude

I.1 Introduction

Dans ce chapitre, il sera question de la présentation et de la caractérisation générale de la zone de projection du futur barrage. Un aperçu climatique et hydrographique de la région sera d'autant plus indispensable pour la compréhension du comportement et de la réponse hydrologique du bassin de Branis

I.2 Situation géographique

L'aménagement projeté se situe dans la wilaya de Biskra, à environ 100 km au sud de la ville de Batna et à 20 km au nord du chef-lieu de Biskra.

Les coordonnées du site en système UTM (*Universal Transverse Mercator*), fuseau 31 Nord, sont :

$X = 753 \text{ Km}$

$Y = 3\,881 \text{ Km}$

$Z = 361 \text{ m , NGA}$



Figure 1 Emplacement du site projeté pour le barrage de Branis

Le bassin versant du barrage projeté va de la wilaya de Batna en amont (où il touche six communes) à la wilaya de Biskra en aval (où il s'étend sur deux communes).

On donne, à titre indicatif, une description sommaire des deux wilayas en question :

- Batna : Située au Nord Est de l'Algérie, elle a une superficie de 2038,78 km² et une population de 1128030 habitants avec une densité moyenne de 533 hab/km². Elle est limitée au nord par la wilaya
- Biskra : Située au Nord Est de l'Algérie, elle s'étend sur une superficie de 21509,08 km, avec une population de 793640 habitants soit 37 hab/km² en moyenne. Elle est limitée au nord par la wilaya de Batna, à l'est par Tébessa, à l'ouest par M'Sila » et au sud par Ouargla

I.3 Hydrographie :

I.3.1 Contexte général :

L'Algérie est caractérisée par deux types de systèmes hydrographiques très contrastés :

- Les bassins septentrionaux de type exoréique, à écoulement relativement important et souvent à régime permanent.
- Les bassins de type endoréique, à écoulement annuel modeste et intermittent. Les eaux de ruissellement ont pour exutoire, soit les Chotts, des Sebkhass ou des lacs. Ces bassins sont situés dans la zone méridionale de l'Algérie, en l'occurrence les hauts plateaux, les Chotts tels que Chott El Hodna ou Chott El Melrhir, pour ne citer que les bassins de l'Est de l'Algérie.

I.3.2 Hydrographie du bassin versant de Branis :

Le bassin versant de Branis se situe à 200 km environ de la côte méditerranéenne dans la zone semi-aride au Nord Est de l'Algérie. Il draine les eaux de pluies du Djebel Mahmel, Djebel El Azreg, et Djebel Bous.

Le bassin qui appartient à l'unité hydrologique du bassin 06 de Chott Melrhir , de type endoréique, a une superficie totale de 699.4 km². L'écoulement se fait pratiquement du Nord Est au Sud Ouest (Figure 2). L'oued principal appelé oued Branis prend sa source au niveau du Djebel Mahmel, qui culmine à plus de 2350 m (NGA).

Dans les zones montagneuses en amont du bassin versant, c'est oued Abdi qui draine les eaux de ruissellement. Au point de sa confluence à proximité de la localité de Menaâ, il reçoit oued Bouzina (à l'amont duquel est projeté le barrage Bouzina).

Oued Abdi traverse ensuite la vallée encadrée par les monts du djebel El Azreg à gauche et les monts du Djebel Bous à droite. A proximité de la localité de Djemorah, l'oued prend le nom de oued Djemorah qui devient, plus en aval, oued Branis.

Le bassin présente un couvert végétal assez dense, constitué principalement de pins et de chênes occupant près de 40 % de la surface totale.

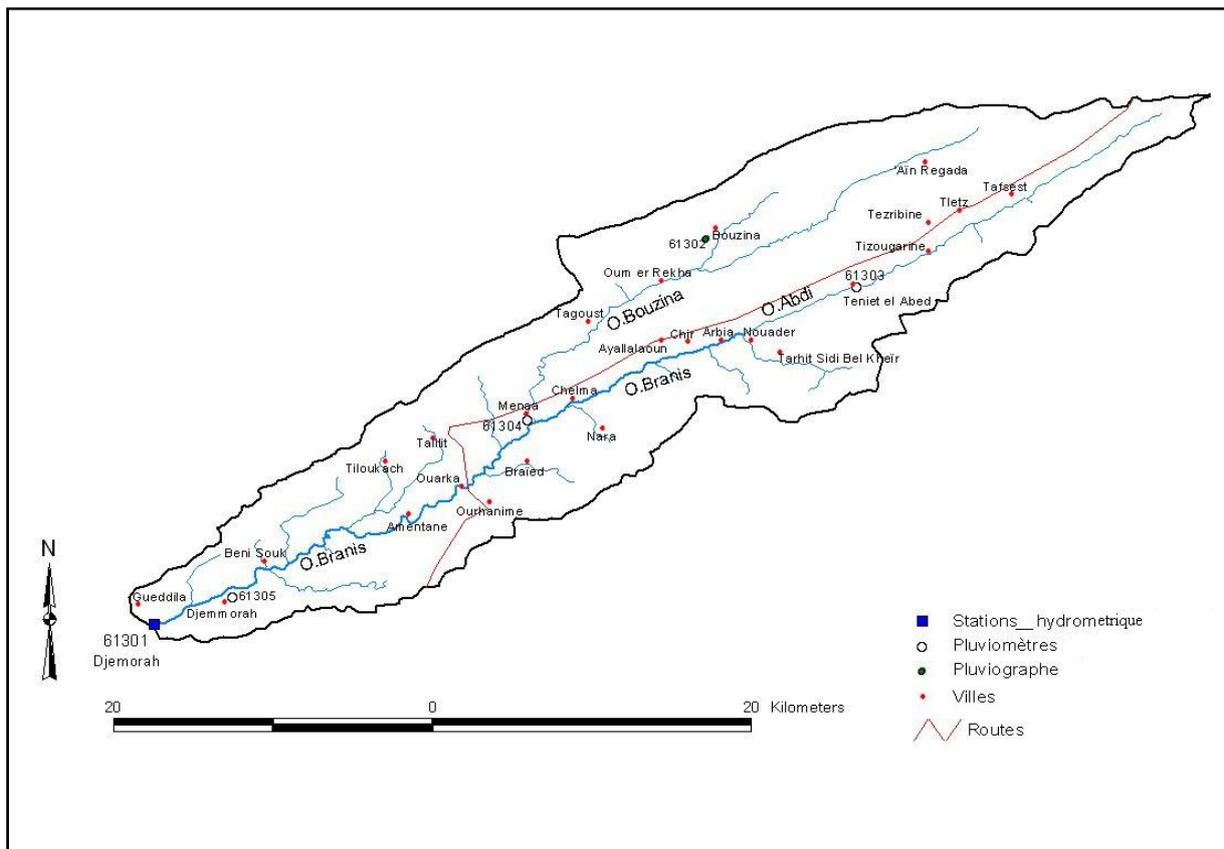


Figure 2 Représentation du bassin versant de Branis

I.4 Climat

I.4.1 Contexte climatique

L'est algérien est la région la plus variée sur le plan climatique. En règle générale, les précipitations décroissent du littoral vers l'intérieur du pays suivant un gradient latitudinal, contrarié à un certain moment par l'effet orographique de l'Atlas saharien, pour ensuite s'accroître à nouveau dans le piémont saharien.

La cuvette du barrage de Branis appartient au domaine où les pluies se raréfient du fait de leur passage dans l'Atlas Saharien, caractérisé par des isohyètes comprises entre 150 et 300 mm.

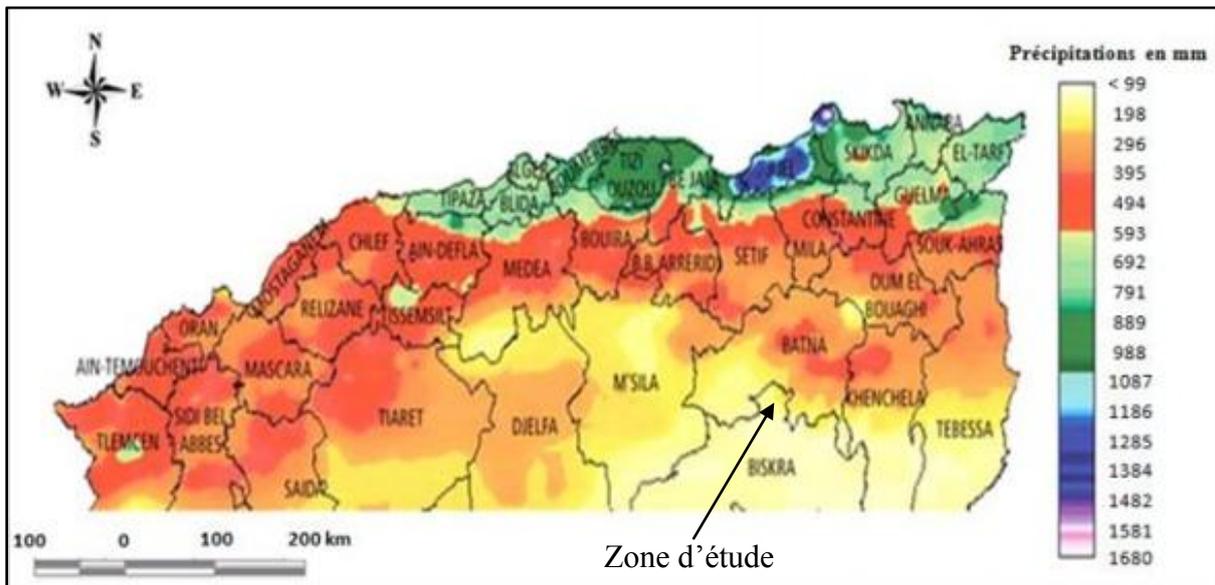


Figure 3 Carte des précipitations moyennes dans le Nord Algérien. Source: ANRH

Les domaines bioclimatiques sont définis par la combinaison des précipitations annuelles, de la température et du taux d'humidité. On compte cinq étages bioclimatiques méditerranéens :

- Etage humide (Précipitations supérieures à 900 mm et forte humidité) ;
- Etage subhumide (Précipitations supérieures à 600 mm) ;
- Etage semi-aride (Précipitations comprises entre 300 et 500 mm) ;
- Etage subaride (précipitations inférieures à 300 mm) ;
- Etage aride (Précipitations inférieures à 150 mm).

Le bassin versant de Branis est marqué par les monts des Aurés. Les montagnes culminent à plus de 2000 m d'altitude avec un régime hivernal pluvionival. La précipitation dans cette zone oscille autour de 500 mm. En revanche, au niveau de la station de Djemmorah, la précipitation moyenne, n'est plus que de 175 mm. La partie haute du bassin est donc situé dans la zone semi-aride, et la partie aval dans l'étage subaride.

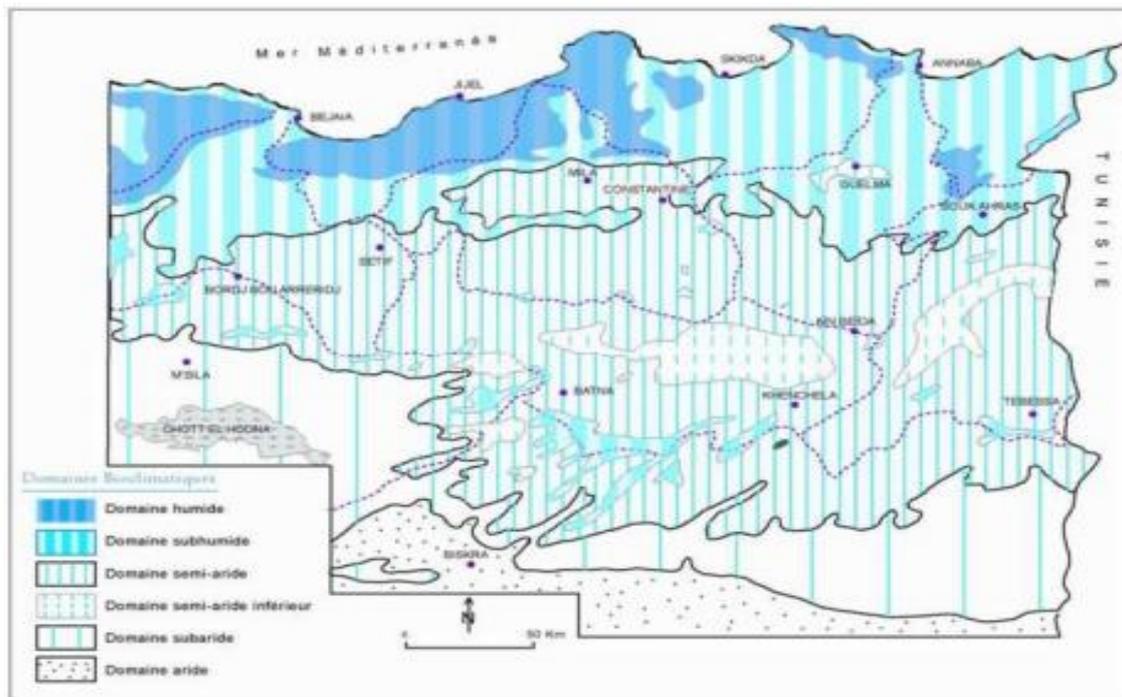


Figure 4 Carte des étages bioclimatiques dans le Nord Est Algérien

I.4.2 Aperçu climatique

I.4.2.1 Température de l'air

En Algérie, la présence du Sirocco, un vent chaud et sec qui vient du Sahara, est caractéristique. Les températures maximales ont pour origine ce phénomène particulier, qui est accompagné par une humidité qui s'en trouve réduite.

Dans le tableau 1 et 2 sont portées les températures moyennes maximales et minimales relevées à la station d'El Kantara (Celles-ci peuvent à priori caractériser les températures au site du barrage de Branis) et les températures mesurées à la station d'Arris (représentatives des températures moyennes sur le bassin versant).

Tableau 1 Températures moyennes, maximales et minimales à la station de El Kantara (degré Celsius)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Nbr 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

Tableau 2 Températures moyennes, maximales et minimales à la station d'Arris (degré Celsius)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Nbr 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

D'après les tableaux ci-dessus, les mois les plus chauds, sont ceux de Juin, Juillet et Août, avec un pic au mois de Juillet, soit 28°C et 25°C à El Kantara et Arris respectivement.

Les mois de Décembre à Février sont les mois les plus froids de l'année avec des températures moyennes inférieures à 8°C pour la station d'El Kantara et à 5°C pour la station d'Arris.

Quant aux températures minimales, elles sont proches de 3°C à El Kantara et de 0°C à Arris.

I.4.2.2 Humidité relative de l'air

Le degré hygrométrique de la zone d'étude est étudié au travers de la station de Batna et de Biskra. Le taux d'humidité de l'air est un paramètre important dans l'étude d'un barrage car il caractérise le pouvoir évaporant de l'air. En effet, moins l'air est saturé en humidité plus l'évaporation est élevée.

Les valeurs du taux d'humidité relevées trois fois par jour au niveau des stations de référence, sont mentionnées dans les tableaux 3 et 4.

Tableau 3 Humidité relative de l'air observée à Batna

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Nbr année
H (%)	45	58	66	71	70	67	58	46	44	38	34	42	53

Tableau 4 Humidité relative de l'air observée à Biskra

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Nbr année
H(%)	40	47	54	60	60	54	47	37	37	32	26	30	44

Les valeurs enregistrées à Batna et à Biskra, montrent des taux d'humidité relativement faibles. A Batna, le nombre de mois ou le taux est supérieur à 50 % est de 6 mois sur 12 (d'octobre à mars), alors qu'il n'est que de 4 mois sur 12 pour Biskra

I.4.2.3 Vitesse du vent

En l'absence d'observations du paramètre vent, on a eu recours aux données observées à la station de Bou Saada située dans des conditions climatiques similaires

La connaissance de la vitesse du vent est importante, car elle intervient dans le calcul de la revanche du barrage.

Les valeurs de la vitesse du vent enregistrées au niveau de la station de Bou Saada pour la période 1991/2000, ainsi que sa direction sont présentées dans le tableau 5.

Tableau 5 Vitesses et directions moyennes du vent observées à la station de Bou Saada entre 1991 et 2000

Direction du vent	N	NE	E	SE	S	SW	W	NW
Vitesse moy (m/s)	5,1	3,8	3,4	4,1	4,6	4,6	5,1	5,4

I.4.2.4 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'estimation de l'évaporation se fera à partir du bac de Colorado de la station de Foug El Gherza, ayant une période d'observation de 34 ans (de 1949 à 1983).

Le passage de l'évaporation mesurée sur le bac à l'évaporation au niveau d'un plan d'eau libre s'effectue en appliquant un coefficient de réduction de 0.78. On obtient ainsi une évaporation moyenne de 2077 mm (Tableau 6)

Tableau 6 Evaporation sur le plan d'eau (mm) – Répartition mensuelle Foug El Gherza

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

Chapitre II

Etude géologique

II.1 Introduction

Dans le présent chapitre, une synthèse de l'étude géotechnique et géologique menée sur le site du futur barrage sera présentée

II.2 Contexte géologique régional

Le site de l'aménagement de Branis est situé dans la terminaison occidentale du Massif de l'Aurès, à l'extrémité ouest de l'anticlinale du djebel El Azreg.

La région de Biskra se trouve dans la zone de transition entre les deux secteurs suivants :

1. Le domaine atlasique montagneux et plissé du Nord, constitué 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 ;
2. Le domaine du Sahara septentrional au Sud, qui se présente sous la forme d'étendues plates et désertiques qui relie 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.

Ces deux domaines très contrastés, tant du point de vue géomorphologique que géologique sont séparés par l'accident sud atlasique

Les phénomènes sédimentaires dans la région de Biskra 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 orientés 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 poudingues et marnes calcaires.

Le Mésozoïque forme les principaux reliefs dans toute la région d'étude. Il est, en grande partie, constitué de terrains crétacés où domine une sédimentation argilo-carbonatée.

Deux séries sont présentes dans les formations crétacées : une série gréseuse basale du Crétacé inférieur (Berriasien — Albien, 140 — 100Ma) et une série marno-calcaire sommitale du Crétacé supérieur (Cénomaniens — Maestrichtien, 100 — 65Ma).

Le crétacé supérieur forme l'essentiel des affleurements mésozoïques dans la région. Il est bien développé dans le massif de l'Aurès et ses régions limitrophes. Il présente d'importantes variations de faciès et d'épaisseur avec une transition de carbonates aux marnes du NE au SO du massif. Il est représenté par une épaisse série marine, d'environ 700 m d'épaisseur, marno-calcaire à sa base et marneuse à son sommet.

Le crétacé supérieur (Cénomaniens) - Le Cénomaniens est représenté au centre et à l'Est du massif de l'Aurès (Dj. El Azreg, Ahmar Khaddou), aux marnes noires surmontant les argiles bariolées et grès rouges albiens se superposent des alternances de marnes et de calcaires marneux à orbitolines et il se termine par des calcaires à radiolites, huîtres et échinidés.

Le Crétacé supérieur (Turonien) - Le Turonien est l'étage qui occupe les plus larges surfaces à l'affleurement parmi tous ceux du Mésozoïque dans tout le massif de l'Aurès. Dans les zones périphériques, il est formé de récifs et de calcaires à rudistes, polypiers et algues calcaires (100 à 300 m), alors que dans les zones axiales, il est surtout représenté par des marnes et des calcaires à céphalopodes et échinidés (600 à 800 m).

II.3 Géologie de la zone de l'aménagement

La géologie de la zone du projet est dominée par les formations suivantes :

- ✓ Dépôts superficiels — Alluvions récents et anciennes, éboulis 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) ;
- ✓ Marnes gris-vert gypseuses, calcaire à Algues et conglomérat de base ; 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 (Miocène inf. et sup.);
- ✓ Conglomérats, marnes rouges à gypse, grés (Oligocène) ;
- ✓ Série marno-calcaire : dans la zone du projet, la coupe-type du Toronien comprend, du bas en haut, les sous-ensemble suivants : Calcaire à rudiste et à silex, alternances marno-calcaires et calcaires graveleux ferrugineux (Turonien – Cétacé supérieur).

Au niveau de la future cuvette on retrouve en prévalence des terrain d'âge Miocène-Pliocène.

Les gorges de Oued Abdi, au droit du site où est prévu le barrage, sont creusés dans les bancs de calcaires massifs/calcaire marneux du Tétonien. Ces formations ont une orientation de stratification N 55°+N 75)E avec des pendages de 45° à 55° vers l'amont de l'oued.

A la sortie des gorges on retrouve les conglomérats de l'Oligocène et plus en aval, près du village de Branis, la série du Miocène inférieur comprend une alternance d'argile, d'argile sableuse, de grès ou sable parfois argileux.

II.4 Situation topographique et morphologique du barrage

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

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 pour ensuite reprendre sa direction initiale sur les 200 derniers mètres.

La gorge est extrêmement étroite sur presque sur toute sa longueur. A la base, la largeur de la gorge mesure une quinzaine de mètres, tandis qu'à environ 75 m de hauteur, elle ne dépasse guère les 200 mètres.

La cuvette à l'amont du site est nettement plus vaste avec un fond plus étroit qui 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 route nationale n° 87 (au Nord). Trois cols sont relevés sur la rive droite aux cotes respectives de 400, 430 et 450 m NGA.

II.5 Géologie du site

II.5.1 Lithologie

Au droit de l'axe, la vallée est très étroite avec des rives raides. Les formations du site sont constituées de :

A l'amont, soit à l'entrée de la gorge, par des conglomérats de l'oligocène, à bancs épais, à pendage amont. Ces conglomérats hétérométriques sont compacts et durs à éléments souvent arrondis parfois anguleux. Ils sont de nature calcaire et gréseuse, aux dimensions allant de 1 à 50 cm, parfois localement plus. Quelques petites passées sablo-argileuses sont localement observées.

Ces conglomérats de l'oligocène recouvrent des calcaires compacts et durs du Turonien, à pentes amont. Ces faciès fortement redressés sont en fait une alternance de calcaires francs et de calcaires plus marneux. La morphologie longitudinale des rives en témoigne. Les bancs calcaires sont toujours en relief par rapport aux bancs plus marneux qui sont toujours en légère dépression.

Ces calcaires sont fissurés et localement karstifiés. De nombreuses petites vacuoles sont observées dans les sondages. A l'observation au droit de l'axe, il n'existe pas de

manifestations importantes de phénomènes de dissolution excepté quelques rares petites cavité et vacuoles observées à l’affleurement notamment dans les parties hautes.

Sur le site, les conglomérats recouvrent les calcaires jusqu’à la cote 360 m environ. En rive droite, le contact remonte très haut tandis qu’en rive gauche, celui-ci se poursuit aux alentours de la cote 400 m NGA sur presque 1 km pour laisser place aux argiles rougeâtres.

Dans la gorge, de rare éboulis de pentes recouvrent le pied des versants dans les parties concaves, plus marneuses sous de faibles épaisseurs.

Le fond de la vallée est tapissé d’alluvions grossières parfois très grossières sur de faibles épaisseurs. Ces alluvions sablo-graveleuses caillouteuses, sont de nature calcaires et gréseuses parfois conglomératiques. Parfois, des blocs de dimensions impressionnantes recouvrent localement la partie moins grossière tout le long de la gorge.

II.5.2 Structures géologiques

Sur le site du barrage, les structures s’inscrivent en général dans le cadre régional déjà décrit.

La structure géologique du site est relativement simple. C’est un monoclin à pendage amont qui souligne la terminaison périclinale d’un long anticlinal qui longe la vallée.

À l’entrée de la gorge, les bancs sont redressés à 40° vers l’amont s’adoucissent en remontant pour atteindre l’horizontale au sommet de la vallée. L’axe de l’anticlinal semble légèrement incliné vers la rive droite. Il est recoupé par au moins deux failles transversales perpendiculaires à l’axe de l’anticlinal, la première pratiquement au milieu de la gorge et la seconde à la sortie de celle-ci.

Les failles sont recouvertes par des éboulis de pente, ce qui masque la nature du remplissage ou tout signe d’activité.

L'axe étudié pour le futur barrage, situé à l'entrée des gorges et à environ 400m en amont de la première faille, a été choisi de façon à s'éloigner le plus possible du cœur de l'anticlinal et donc des conditions moins favorables.

Compte tenu de la distance entre ces failles et l'axe étudié, l'effet de ces failles sur la stabilité et l'étanchéité du barrage est jugée négligeable.

Plusieurs familles de fractures assez raides et verticales ont été mises en évidence. Deux réseaux de fractures ont clairement été identifiés :

- Le premier vertical, présente une direction et un pendage N153°/90°
- Le second présente une direction et un pendage N317°/43°NE.

Ces discontinuités sont sensiblement d'orientation amont aval. Elles sont néanmoins fermées et recoupées par des bancs de calcaires plus marneux qui assurent l'étanchéité des rives et de la fondation. Il est vraisemblable que les discontinuités se referment encore en profondeur, comme l'atteste les mesures de perméabilités qui évoluent fortement avec la profondeur. Au-delà de 30 à 40 mètres de profondeurs, les perméabilités mesurées sont pratiquement nulles.

II.6 Synthèses des travaux géologiques, géotechniques et géophysiques

II.6.1 Travaux de reconnaissances effectués

Les objectifs de la campagne de reconnaissance sont principalement de :

- Déterminer la nature et la qualité du rocher et son évolution avec la profondeur ;
- Déterminer le niveau de perméabilité du rocher ;
- Observer le niveau de la nappe et ses fluctuations ;
- Etudier les caractéristiques physiques et mécaniques du rocher

Lors de la campagne de reconnaissance, les travaux ci-dessous ont été effectués :

- ✓ Sondage
 - 3 sondages de 32,5 à 60m de profondeur dans l'axe du barrage

- 1 sondage de 20 m de profondeur dans la zone d'emprunt argileuse amont
- 1 sondage de 20 m de profondeur dans un site potentiel de carrière

Les sondages au droit du site ont été équipés de piézomètres.

Dans ces sondages ont été réalisés :

- 30 essais Lugeon
- 10 essais Lefranc
- 70 puits de reconnaissance dont :
 - 25 puits de 1,1 à 3,5 m de profondeur dans les zones argileuses
 - 45 puits jusqu'à 3,4 m de profondeur dans les alluvions grossières.

✓ Géophysique

- Sismique : 10 profils sismiques sur les zones d'emprunt et sur l'axe du barrage
- Sondages électriques : 20 sondages également sur les zones d'emprunt et sur l'axe du barrage

✓ 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 du barrage et dans les zones d'emprunt.

II.6.2 Résultats pour le site du barrage

II.6.2.1 Les sondages

Les trois sondages réalisés sur le site du barrage ont montrés que :

- Sondage 01 :

Implanté au fond de l'oued, il indique que de :

0,0 à 2,3 m : Des alluvions grossières de 1 à 60 mm de diamètre ;

2,3 à 3,0 m : Des calcaires fracturés à fissures oxydées parfois karstifiés ;

3,0 à 60 m : Calcaires compacts et durs, à fissures obliques oxydées, localement fracturés à fissures obliques oxydées, parfois légèrement karstifiés.

- Sondage 02 :

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

0,0 à 1,5 m : Des calcaires gris compacts et durs, localement fragmentés ;

1,5 à 3,0 m : Des calcaires compacts et durs, avec quelques fissures à remplissage argileux ;

3,0 à 6,5 m : Des calcaires compacts contenant parfois des vacuoles centimétriques

6,5 à 32,5 m : Des calcaires compacts parfois fracturés, avec des fissures oxydées légèrement karstifiées, vacuolaires par endroits

- Sondage 03 :

Situé au fond de l'oued du côté de la rive gauche, incliné de 30° vers l'aval

0,0 à 2,0 m : Des calcaires compacts et durs, avec des fissures obliques et horizontales oxydées, remplies d'argiles rougeâtres ;

2,0 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 faibles 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.

II.6.2.2 Essais de perméabilité Lugeon

Les essais de Lugeon ont été effectués de façon systématique dans les sondages carottés par passes de 3 à 5m.

Au droit du barrage, 50% des essais présentent des valeurs inférieures à 5 UL dont 8 mesures inférieures à 1 UL. 35 % des essais donnent des valeurs comprises entre 5 et 10 UL et 15 UL des valeurs dépassent 10 UL

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

Ci-dessous le tableau d'interprétation des mesures :

Intervalle de mesures	Classification	Précision
< 1	Très faible	< 1
1 – 5	Faible	± 0
5 – 15	Modéré	± 1
15 – 50	Moyen	± 5
50 – 100	Elevé	± 10
> 100	Très élevé	> 100

II.6.2.3 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 par une crue de l'oued. Les mesures disponibles 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.

II.6.2.4 Essais géotechniques

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

Tableau 7 Récapitulatif des résultats des essais physiques et mécaniques

Sondage	Profondeur (m)	Densité γ_h (t/m ³)	Résistance compression		Résistance traction (MPa)
			Nat (MPa)	Sat (MPa)	
S 01	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	73,95	81,6	
S 02	3,44 – 3,85	2,65			
	5,73 – 6,0	2,67	57,45	88,05	
	16,10 – 16,43	2,69			10,7
	21 – 21,6	2,67	50,85	51,08	
S 03	2,28 – 3,01	2,68	80,70	74,86	7,9
	4,0 – 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
	14,0 – 14,33		104,19	56,20	
	15,7 – 16,1	2,69			
	24,63 – 25,29	2,66			10,6
	32,13 – 32,40	2,67	47,71	84,80	
Maximum	2,69	130,99	88,05	10,7	
Moyenne	2,66	90,01	65,92	7,87	
Minimum	2,62	47,71	21,22	5,5	

Les calcaires sont caractérisés par une densité élevée, une résistance à la compression et à la traction également élevées à très élevée localement

Certaines valeurs de Rc Sat sont plus fortes que les valeurs de Rc Nat ; Ceci montre que le rocher est peu sensible aux variations de sa teneur en eau et que les valeurs mesurées ne dépendent que de ses caractéristiques minéralogiques et pétrographiques intrinsèques.

En moyenne, les valeurs à l'état sec sont de 90 MPa tandis qu'à l'état saturé, celle-ci sont égales à 66 MPa, ce qui dénote une bonne résistance mécanique du rocher de fondation.

II.6.2.5 Compagne géophysique

Les 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 très 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.

Les sondages électriques effectués au droit du site montrent plusieurs types de terrains, d'après le rapport géophysique :

- Premier terrain : R= 150 à 670 Ohm.m correspondant aux alluvions
- Second terrain : R = 30 à 130 Ohm.m correspondant aux calcaires.

Les résultats sismiques révèlent une fondation parfaitement adaptées pour un ouvrage rigide en béton.

II.7 Zones d'emprunt

Plusieurs zones d'emprunt potentielles ont été mises en évidence, 4 d'entre elles se situent en amont de l'axe du barrage et les 2 autres à l'aval. Ces zones sont décrites ci-dessous

II.7.1 Zones amont de l'axe du barrage

Elles sont au nombre de quatre :

- Zone 1 : Argiles exploitées ; ses matériaux sont à prédominance limoneuse, sablo-argileuse, hautement plastiques et hautement compressibles pour la quasi-totalité des échantillons prélevés

- Zone 2 : Partie grossière stérile ; A proximité de la zone 1, c'est des alluvions grossières à forte matrice sablo-limoneuse et graveleuse avec un fuseau granulométrique assez serré, ce qui témoigne de leur homogénéité
- Zone 3 : Partie fine stérile ; contenant des argiles marneuses très indurées contenant des traces de gypse, hautement plastiques et hautement compressibles
- Zone 4 : Alluvions grossière de l'oued ; ces alluvions sont à prédominance graveleuse, caillouteuse, à matrice sablo-limoneuse

II.7.2 Zone à l'amont immédiat de l'axe du barrage

Située à l'amont immédiat de l'axe du barrage, cette zone (5) est constituée d'alluvions grossières. Les analyses granulométriques effectuées sur les échantillons prélevés montrent une dominante caillouteuse, graveleuse et sableuse. Le fuseau granulométrique étant serré, témoigne de l'homogénéité de ces matériaux.

II.7.3 Zone à l'aval de l'axe du barrage

Cette zone (6) est située à l'aval de la gorge. Même si ses potentialités sont considérables, elle sera difficile à exploiter du fait de la difficulté d'accès. On note que les caractéristiques de ses matériaux sont similaires à celles de la zone amont

II.7.4 Volume des matériaux

Les volumes de matériaux disponibles pour chaque zone d'emprunt sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 8 Volume des matériaux disponibles

Zone	Nature	Surface (m ²)	Epaisseur (m)	Volume (m ³)
Zone 1	Argiles exploitées	100 000	4	400 000
Zone 2 /3	Stérile	500 000	12	6 000 000
Zone 4	Alluvions grossières de l'oued	70 000	3	210 000

Zone 5	Alluvions grossières amont immédiat axe barrage	30 000	3	90 000
Zone 6	Alluvions grossières aval immédiat axe barrage	120 000	3	360 000

Le volume des matériaux argileux (Zone 1) représente globalement le double des besoins de la digue. Les caractéristiques de ces argiles sont reconnues compatibles avec leur réutilisation en remblai homogène.

Pour les matériaux alluvionnaires, le volume reconnu est très largement supérieur aux besoins de l'aménagement tout ouvrage confondu. Pour le barrage et les ouvrages annexes, plusieurs zones potentielles pour la future carrière des agrégats à béton peuvent être prévues :

- Les dépôts alluvionnaires (Zone 5 et 6)
- Les carrières environnantes
- L'exploitation des bancs de calcaires du site du barrage proprement dit.

Les matériaux de carrière pour agrégats à béton et enrochements sont disponibles dans une dizaine de carrières ouvertes dans la région (moins de 20 km) de site, avec des volumes qui chiffrent en plusieurs millions de m³, bien au-delà des besoins somme toute très modeste du barrage.

II.8 Aléa sismique du barrage

Le règlement parasismique algérien a établi une carte de zonage, découpant le territoire en 05 zones d'intensités croissantes, présentées dans la figure ci-dessous

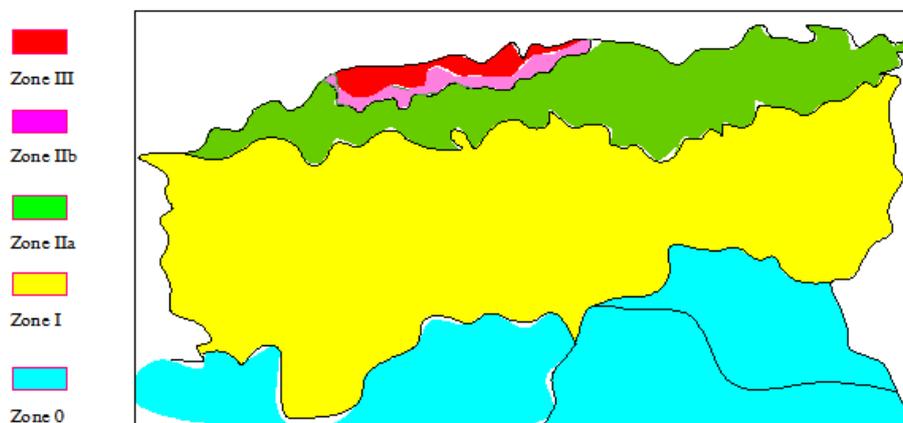


Figure 5 Carte du zonage sismique du nord algérien, RPA-99

La figure 5 représente quant à elle, la carte de l'aléa sismique en termes de PGA (Peak Ground Acceleration) avec 10% de probabilité de dépassement en 50 ans pour une période de retour 475 années (réalisée par Pelaez et al. 2005).

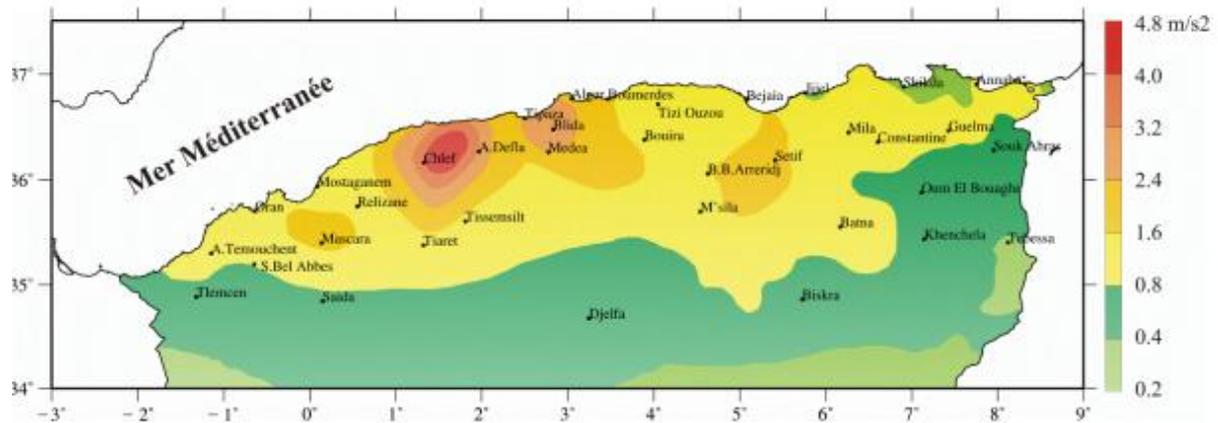


Figure 6 PGA moyenne avec une probabilité de dépassement de 10% en 50 ans (période de retour 475 années) (Pelaez et al. 2005 modifié)

Sur le site de Branis, le PGA s'élève, selon le travail mentionné, à 0.8m/s^2 . Nous considèreront une valeur de 1m/s^2 pour le séisme de projet

II.9 Conclusion

A l'issue de cette étude géologique et géotechnique du site du barrage de Branis, un certain nombre de conclusion peuvent être tirées :

- Du point de vu morphologique, le site est très étroit à l'aval, avec une cuvette relativement modeste. La gorge permettra de projeter un ouvrage avec des dimensions à la base et en crête peu importante nécessitant la mise en œuvre de peu de matériaux
- La stabilité du site est totalement assurée. Aucune manifestation d'instabilité n'a été relevée aussi bien dans la gorge que dans ses alentours immédiats. L'épaisseur des bancs ainsi que leurs pendages uniformes vers l'amont contrôle la stabilité du massif
- De par la nature des formations rencontrées dans la cuvette, l'étanchéité de l'ensemble de la retenue est assurée
- Les essais de perméabilité effectués jusqu'à des profondeurs importantes montrent un massif à perméabilité faible à très faible
- Les matériaux de construction sont disponibles en grande quantité et des distances raisonnables du site
- La nature des fondations et les matériaux disponibles permettent d'envisager tout type d'ouvrage

Chapitre III

Etude Hydrologique

III.1 Introduction

Ce chapitre porte sur l'étude hydrologique détaillée de la zone d'étude et est divisée en trois parties principales traitant de :

- La physiographie et la morphologie de la zone d'étude afin de comprendre la génération des ruissellements et des écoulements et leurs transferts jusqu'à l'exutoire
- L'analyse des précipitations maximales journalières et la détermination des uudébits de crue
- Le laminage de ces crues

III.2 Définition du bassin versant

Un bassin versant est une portion de territoire dont l'ensemble des eaux convergent vers un même point de sortie.

Le bassin versant est limité par des frontières naturelles : lignes de crêtes ou lignes de partage des eaux. De part et d'autre de ces lignes s'écoulent les eaux des précipitations et des sources, ainsi que tous les éléments dissous ou en suspension tels que les sédiments et les pollutions.

III.3 Caractéristiques physiographiques et morphologiques

Les caractéristiques morphologiques d'une région ou plus précisément d'un bassin versant, unité fondamentale dans une étude hydrologique, jouent un rôle primordial dans la détermination des différents comportements du régime hydrologique. Ainsi, deux bassins voisins avec les mêmes conditions climatiques, géologiques et des caractéristiques morphologiques différentes, réagissent différemment du point de vue régime d'écoulement.

III.3.1 Superficie (S)

La superficie a été déduite par la délimitation du bassin versant à l'aide du logiciel MAPINFO, en utilisant le réseau hydrographique de la région, et l'assemblage des cartes topographiques à l'échelle 1/200000

$$S = 444,6 \text{ km}^2$$

III.3.2 Le Périmètre (P)

Le périmètre est défini par la ligne des crêtes formant le contour du bassin versant il a été déterminé également par le logiciel MAPINFO exprimé en « Km ».

$$P = 158,1 \text{ km}$$

III.3.3 Caractéristiques de forme

La forme du bassin versant influence fortement sur l'écoulement global et notamment le temps de repense du bassin versant.

Un bassin versant allongé ne réagira pas de la même manière qu'un bassin ramassé même s'ils sont placés dans les mêmes conditions météorologiques. Il existe différents indices morphologiques permettant de caractériser le milieu. Mais aussi de comparer les bassins versants entre eux.

III.3.3.1 Indice de compacité de Gravelius « KC »

Cet indice est un paramètre de forme, son utilisation pour caractériser la forme du bassin est très répandue en hydrologie. L'idée la plus simple est de comparer le bassin étudié à un bassin de forme standard. C'est ainsi que Gravelius (1861-1938), a proposé en 1914 le coefficient de compacité (compactness coefficient) défini comme le rapport du périmètre du bassin à celui d'un cercle de même surface (Wisler & Brater, 1959; Roche, 1963; Ward, 1975; OMM, 1996, in Bendjoudi et Hubert, 2002).

$$K_c = \frac{P}{2\sqrt{\pi \cdot S}} \approx 0,28 \cdot \frac{P}{\sqrt{S}}$$

Avec :

P : Périmètre du bassin versant en (km)

S : Surface du bassin versant en (Km²)

Si $K_C = 1$ => bassin ramassé

Si $K_C > 1$ => bassin allongé ;

Pour notre cas : $K_C = 2,09 > 1$ donc c'est un bassin versant de forme allongée.

III.3.3.2 Coefficient d'allongement

Le coefficient d'allongement est déterminé par la formule suivante :

$$K_p = \frac{P^2}{S}$$

A.N $K_p = 55,97$

III.3.3.3 Rectangle équivalent

C'est une transformation purement géométrique en un rectangle de dimension (L) et (l) ayant la même surface (Touaibia, 2004). La longueur (L) est considérée comme étant la longueur du bassin versant et (l) comme sa largeur (Llamas, 1993 ; Touaibia, 2004).

$P = 2(L+l)$ et $A = L.l$

$$L = \frac{Kc \cdot \sqrt{S}}{1,128} \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,128}{Kc} \right)^2} \right)$$

$$l = \frac{Kc \cdot \sqrt{S}}{1,128} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,128}{Kc} \right)^2} \right)$$

A.N $L_{eq} = 72,12 \text{ km}$, $l_{eq} = 6,19 \text{ km}$

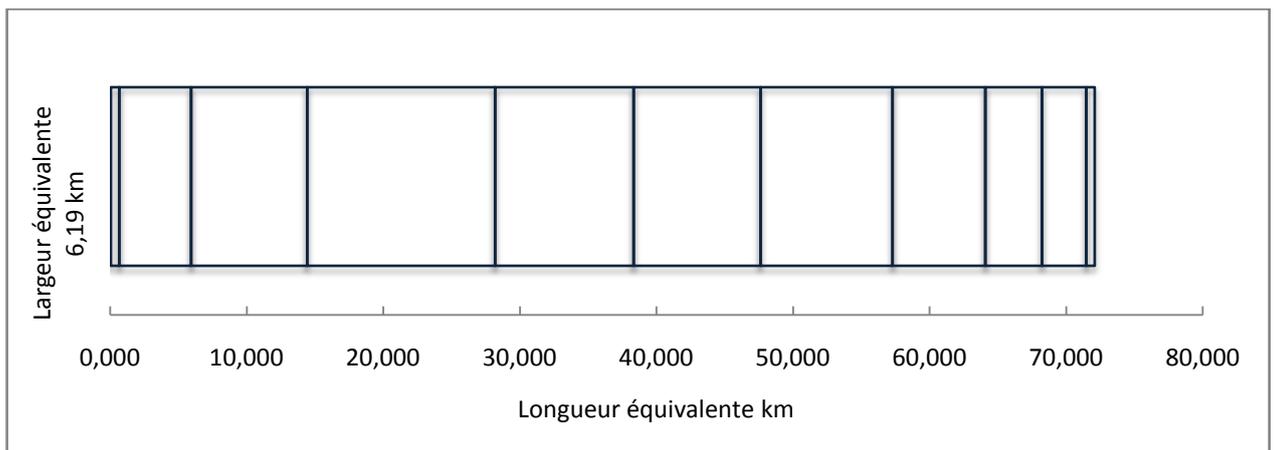


Figure 7 Rectangle équivalent

III.3.3.4 Relief

Le relief possède une influence directe sur les facteurs climatiques et une influence indirecte sur la formation des écoulements de surface. Il détermine en grande partie l'aptitude au ruissellement des terrains, l'infiltration et l'évaporation. Le relief se détermine lui aussi au moyen d'indices ou de caractéristiques suivants :

- La courbe hypsométrique.
- Les altitudes caractéristiques.
- L'indice de pente globale.

- *Courbe Hypsométrique*

C'est une courbe exprimant le pourcentage de superficie du bassin versant au delà d'une certaine élévation (Llamas, 1993). Elle porte en ordonnée l'altitude en (m) et en abscisse la surface cumulée en (%). La construction de cette courbe est indispensable dans une étude de relief d'un bassin versant.

Tableau 9 Calcul de la courbe hypsométrique

Altitude (m)	Altitude moyenne (m)	Surface partielle		Surface cumulée		Hi × Si
		Si (km ²)	Si (%)	Sc (km ²)	Sc (%)	
2050-1950	2000	0,422	0,094	0,422	0,095	844,000
1950-1800	1875	3,798	0,850	4,220	0,945	7121,250
1800-1650	1725	32,580	7,295	36,800	8,245	56200,500
1650-1500	1575	52,620	11,782	89,420	20,035	82876,500
1500-1350	1425	85,150	19,066	174,570	39,112	121338,750
1350-1200	1275	62,790	14,060	237,360	53,180	80057,250
1200-1050	1125	57,520	12,880	294,880	66,068	64710,000
1050-900	975	59,820	13,395	354,700	79,470	58324,500
900-750	825	42,050	9,416	396,750	88,892	34691,250
750-600	675	25,660	5,746	422,410	94,641	17320,500
600-450	525	20,100	4,501	442,510	99,144	10552,500
450-361	405.5	3,820	0,855	446,330	100,000	1589,120
						535626,120

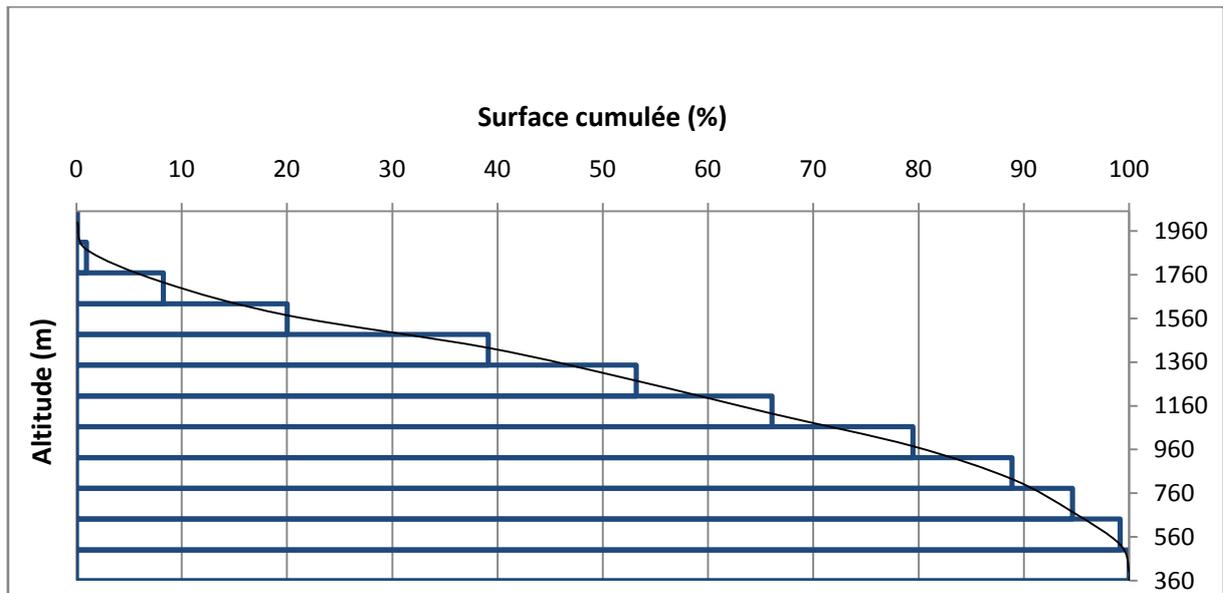


Figure 8 Tracé de la courbe hypsométrique

- *Les caractéristiques des altitudes*

- *L'altitude minimale et maximale*

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

$$H_{\max} = 2050 \text{ m NGA}$$

$$H_{\min} = 361 \text{ m NGA}$$

- *L'altitude moyenne du bassin versant*

L'altitude moyenne est peu représentative de la réalité. Toutefois, elle est parfois utilisée dans l'évaluation de certains paramètres hydrométéorologiques ou dans la mise en œuvre de modèles hydrologiques. Elle est Définie comme suit :

$$H_{\text{moy}} = \frac{\sum S_i \cdot H_i}{S}$$

Où :

- Hmoy : altitude moyenne du bassin [m]
- Si : aire comprise entre deux courbes de niveau [km²]
- Hi : altitude moyenne entre deux courbes de niveau [m]
- S : superficie totale du bassin versant [km²]

A.N **Hmoy = 1199,25 m NGA**

- *L'altitude médiane*

L'altitude médiane correspond à l'altitude lue au point d'abscisse 50% de la surface totale du bassin, sur la courbe hypsométrique. Cette grandeur se rapproche de l'altitude moyenne dans le cas où la courbe hypsométrique du bassin concerné présente une pente régulière. D'après la courbe hypsométrique, on a : **H50% =1314 m**

Le tableau ci-dessous présente les différentes altitudes :

Tableau 10 Détermination des altitudes.

Altitude	Valeur (m)
Hmoy	1200
Hmédiane	1314
H95%	660
H5%	1780
Hmax	2050
Hmin	361

- La pente

Il existe aussi un indice dont l'utilisation est très répandue, c'est l'indice de pente globale Ig. Défini comme étant le rapport entre l'altitude comprise entre 5% et 95% (valeurs lue sur la courbe hypsométrique) de la surface du bassin et la longueur du rectangle équivalent (Touaibia, 2004) :

$$I_g = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L}$$

A .N $I_g = 15,53 \text{ m/km}$

La classification des reliefs est présentée dans le tableau ci-dessous :

Tableau 11 Classification des reliefs

R1	Relief très faible	$I_g \leq 0,002$
R2	Relief faible	$0,002 < I_g \leq 0,005$
R3	Relief assez faible	$0,005 < I_g \leq 0,01$
R4	Relief modéré	$0,01 < I_g \leq 0,02$
R5	Relief assez fort	$0,02 < I_g \leq 0,05$
R6	Relief fort	$0,05 < I_g \leq 0,1$
R7	Relief très fort	$0,1 \leq I_g$

I_g étant supérieur à 0,1%, le relief est considéré comme très fort

- *L'indice de pente moyenne du bassin versant*

La pente moyenne est une caractéristique importante qui renseigne sur la topographie du bassin. Elle est considérée comme une variable indépendante. Elle donne une bonne indication sur le temps de concentration T_c et influe directement sur le débit de pointe lors d'une averse. La méthode proposée par Carlier et Leclerc (1964) consiste à calculer la moyenne pondérée des pentes de toutes les surfaces élémentaires comprises entre deux altitudes données. Une valeur approchée de la pente moyenne est alors donnée par la relation suivante :

$$I_m = H. (0,5 l_1 + l_2 + l_3 + \dots + 0,5 l_n) / S$$

Où :

- **I_m** : pente moyenne [%].

- **li** : longueur totale de courbes de niveau [km].
- **H**: équidistance entre deux courbes de niveau [Km].
- **S** : surface du bassin versant [km²].

Le tableau ci-dessous présente les longueurs correspondantes à chaque courbe de niveau :

Tableau 12 Longueur correspondant à chaque courbe de niveau

Courbe de niveau (m)	Longueur (m)	Courbe de niveau (m)	Longueur (m)
450	14,91	1350	82,92
600	45,17	1500	105,9
750	57,98	1650	60,49
900	83,21	1800	9,33
1050	97,16	1950	2,29
1200	91,54		

AN : $I_m = 2,16 \%$

- L'indice de pente de roche I_p

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

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sqrt{\sum Si(H_i - H_{i-1})}$$

Où :

L : longueur du rectangle (Km).

Si : Surface partielle (%) comprise entre deux courbes de niveau H_i et H_{i-1} (m).

A.N : $I_p = 30,39 \text{ m/Km}$

- Dénivelée spécifique :

Elle sert à comparer les indices de pentes du bassin de superficie différentes, d'après la deuxième classification de l'O.R.S.T.O.M appliquée à tout bassin quelle que soit sa surface. Elle est donnée par la formule suivante :

$$D_s = I_g \cdot \sqrt{S}$$

$$\text{A.N : } D_s = 328,19 \text{ m}$$

III.4 Caractéristiques hydrographiques du bassin versant

III.4.1 Classification de Schum

Le réseau hydrographique est l'ensemble des cours d'eau naturels ou artificiels, permanents ou temporaires, qui participent dans l'écoulement. Le réseau hydrographique peut prendre une multitude de formes, et selon la classification de Schum, notre bassin versant est d'ordre 4

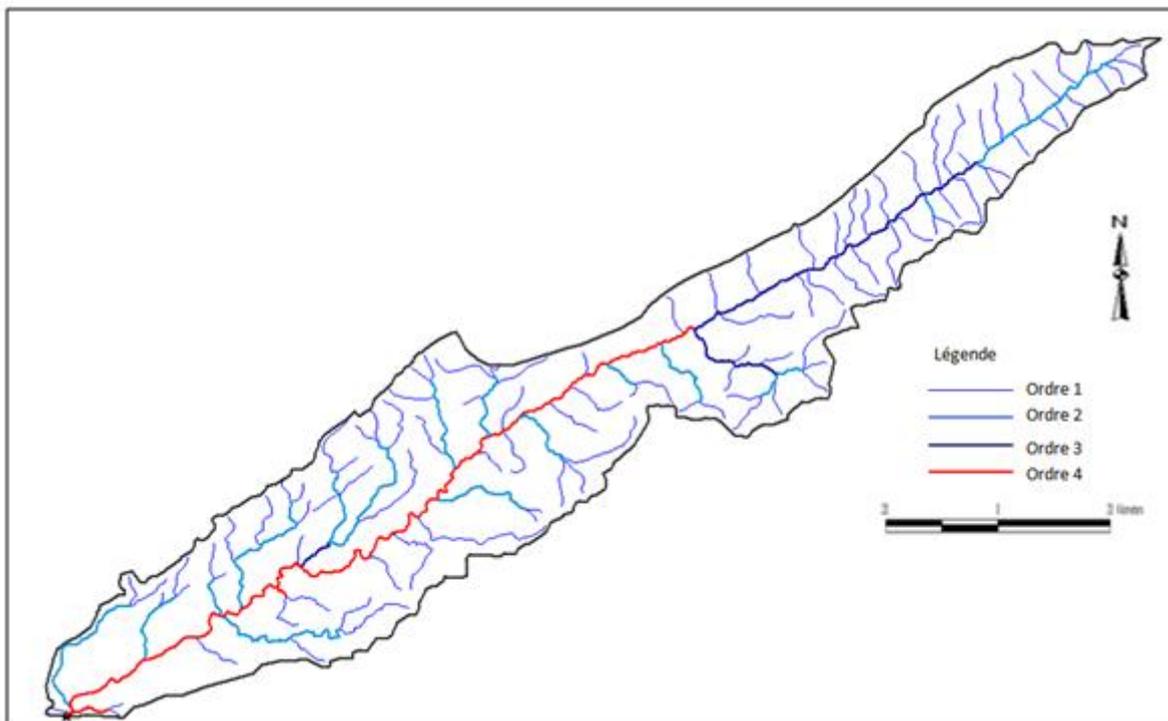


Figure 9 Classification de Schum pour oued Branis

III.4.2 Longueur du cours d'eau principal

La longueur du cours d'eau principal est une grandeur très utilisée dans les calculs hydrologiques. Il existe deux façons de procéder pour la calculer (McCuen. 2004) :

- La distance mesurée le long du cours principal du bassin, à partir de l'exutoire de ce dernier jusqu'à la fin du cours d'eau (L_{cp}).
- a distance mesurée le long du cours d'eau principal entre deux points situés à 10% et 85% de distance de l'exutoire ($L_{cp_{10-85}}$).

$$L_p = 75,32 \text{ km}$$

III.4.3 Pente du cours d'eau principal

La pente du cours d'eau principal peut être estimée en utilisant les deux définitions de la longueur du cours d'eau principal. Cette pente correspond au rapport entre la différence d'élévation (ΔH) du point le plus haut et du point le plus bas du cours d'eau divisée par la longueur du cours d'eau :

$$I_c = \frac{\Delta H}{l}$$

Pour le calcul de la pente suivant la deuxième définition de la longueur du cours d'eau principal il suffit de considérer la dénivelée entre les points distants de 10 et 85% de l'exutoire.

$$\text{A.N } I_c = 18,5$$

III.4.4 Densité de drainage

La densité de drainage (D_d) est le rapport entre la longueur totale (L_i) de tous les cours d'eau du bassin versant et la superficie de ce dernier. D_d est exprimée en km/km^2 , une valeur élevée de cette dernière renseignerait sur un réseau hydrographique relativement dense et ayant une réponse rapide à un quelconque événement pluvieux :

$$D_d = \frac{\sum L_i}{S}$$

$$\text{A.N } D_d = 0,89 \text{ km}/\text{km}^2$$

III.4.5 Temps de concentration et temps de parcours

Le temps de parcours (T_p) est le temps que met l'eau pour se mouvoir d'un point à un autre (le long d'un segment) à l'intérieur du bassin versant. T_p est une composante du temps de concentration (NRCS. 1986). Le temps de concentration (T_c) est un paramètre fondamental dans les études d'hydrologie urbaine. Il existe deux définitions communément admises de T_c (Beclient et al. 2008) :

- Le temps de concentration est le temps mis par une particule d'eau pour parcourir le bassin versant du point hydrauliquement le plus éloigné jusqu'à l'exutoire.
- Le temps de concentration est le temps mis par le bassin versant pour trouver son équilibre sous l'effet d'une pluie d'intensité constante.

- **Formule de GIANDOTTI :**

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1,5L_T}{0,8\sqrt{H_{\text{moy}} - H_{\text{min}}}}$$

S : surface du bassin versant ;

L_T : longueur du talweg principal ;

H_{moy} : altitude moyenne de bassin versant ;

H_{min} : altitude minimale du bassin versant ;

$T_c=8,52$ heures

III.5 Récapitulatif

L'ensemble des caractéristiques physiographiques et morphométriques du bassin versant étudié sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau 13 caractéristiques physiographiques et morphométriques du bassin versant

Caractéristiques		Valeurs
Morphométrie		
Superficie (S)	Km ²	444,6
Périmètre (P)	Km	158,1
Longueur de Rectangle équivalent (Lr)	Km	72,12
Largeur de Rectangle équivalent (lr)	Km	6,19
Indice de compacité de Gravelius (KC)	-	2,09
Coefficient d'allongement (Kp)	-	55,97
Relief		
Altitudes maximal (Hmax)	m	2050
Altitudes moyenne (Hmoy)	m	1200
Altitudes médiane (Hmed)	m	1314
Altitudes minimal (Hmin)	m	361
Altitudes 5 %	m	1780
Altitudes 95 %	m	660
Indice de pente globale (Ig)	m/Km	15,53
Indice de pente de Roche (Ip)	m/Km	30,39
La pente moyenne du BV	%	2,16
Dénivelée spécifique (Ds)	m	328,19
Le réseau hydrographique		
Pente moyenne de cour d'eau principale	%	18,5
Longueur du thalweg principal (L)	Km	75,32
La densité de drainage (Dd)	Km/Km ²	0,89
Temps de concentration (Tc)	h	8,52

III.6 Etude des précipitations et des écoulements

Plus encore que les facteurs morphologiques, lithologiques et biogéographiques, les conditions climatiques du bassin versant jouent un rôle capital dans le comportement hydrologique des cours d'eau (Roche, 1963; Cosande, 2001). Ce sont les précipitations qui constituent le facteur essentiel intervenant par :

- Leur hauteur totale annuelle qui détermine l'abondance fluviale,
- Leur répartition mensuelle et saisonnière qui influence directement les régimes hydrologiques,
- Leurs totaux journaliers et surtout les averses génératrices de crues.

Ces différents aspects des précipitations sont plus ou moins modifiés selon l'effet combiné des autres paramètres physiques et climatiques (températures et évapotranspiration). Mais contrairement aux paramètres proprement physiques qui permettent une interprétation seulement qualitative du comportement hydrologique des bassins, les précipitations et les facteurs climatiques dans leur ensemble, variables aléatoires dans le temps et l'espace, permettent d'expliquer quantitativement les variations des composantes du régime hydrologique dans sa conception la plus large.

C'est pourquoi nous consacrerons un développement particulier à la donnée pluviométrique, agissant directement dans l'alimentation pluviale de l'écoulement d'oued Branis

III.6.1 Présentation de la station pluviométrique

Le bassin versant de Branis dispose de 3 stations pluviométriques, celle de Djemmourah, Mena et Teniet Abed. Cette dernière, étant la plus représentative, sera utilisée dans l'étude qui suit.

Tableau 14 Données de la station pluviométrique

Station pluviométrique	Nom	Teniet Abed	
	Code	06 -13 -03	
	Coordonnées UTM, fuseau 31	X km	817,8
		Y km	222,2
	Cote	Z m, NGA	1320
	Période d'observation	1971 – 2009	
	Nombre d'années	40	
Grand bassin versant	Chott Melrhir N° 06		

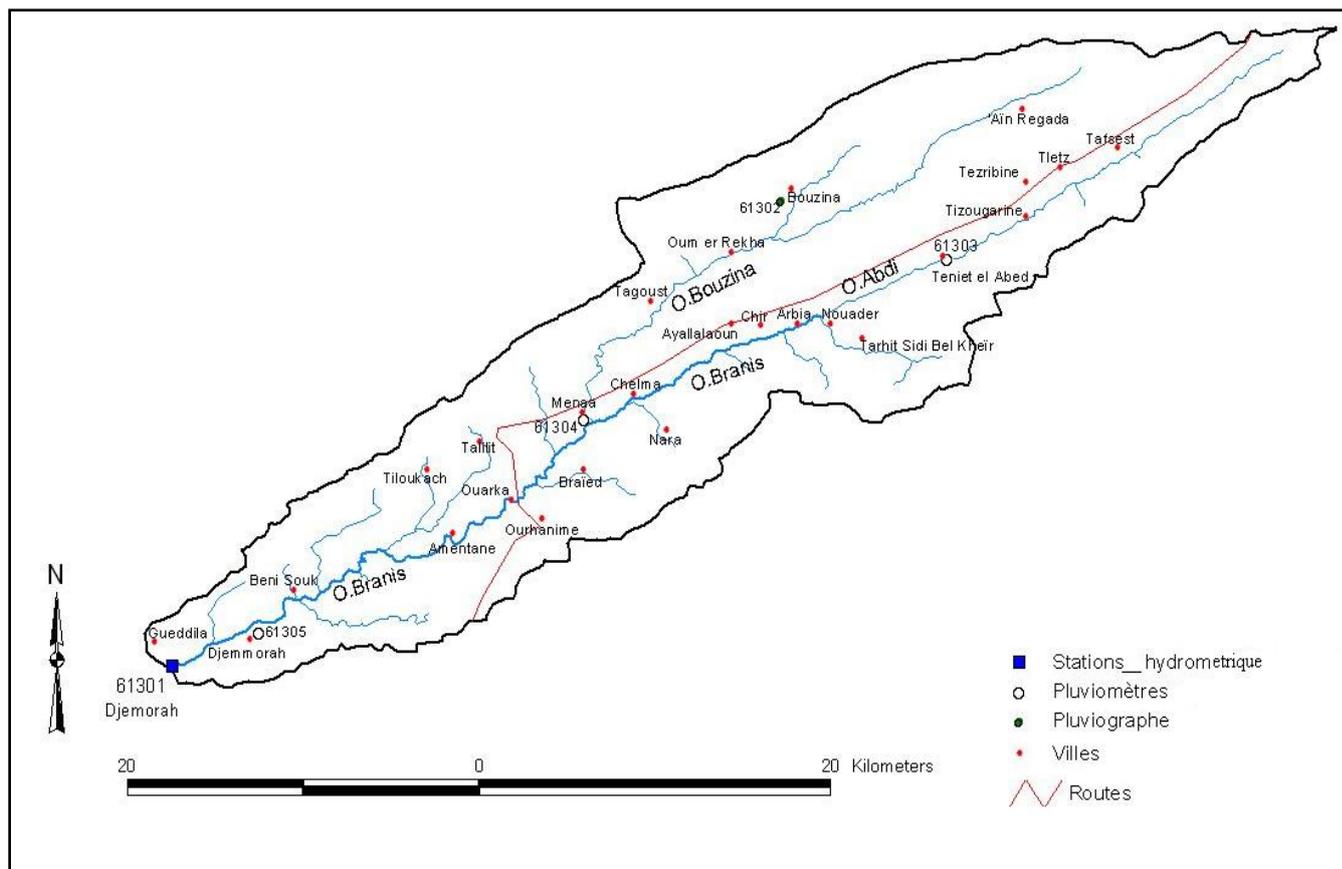


Figure 10 Tracé du bassin versant

III.6.2 Pluies maximales journalières

Les précipitations maximales journalières sont étudiées à fin d'en déterminer les pluies de courte durée pour une probabilité de P%.

Tableau 15 Précipitations maximales journalières

Année	Pjmax	Année	Pjmax
1970/71	55	1990/91	41
1971/72	120	1991/92	44,6
1972/73	48	1992/93	13,8
1973/74	17,1	1993/94	33,8
1974/75	24,6	1994/95	17,7
1975/76	34,5	1995/96	62,6
1976/77	41	1996/97	17,9

1977/78	36	1997/98	70,6
1978/79	31,6	1998/99	18,9
1979/80	37	1999/00	37,1
1980/81	28	2000/01	24,8
1981/82	59,6	2001/02	22,5
1982/83	32,8	2002/03	26,6
1983/84	24,6	2003/04	41
1984/85	41	2004/05	36,8
1985/86	82,4	2005/06	41
1986/87	46,5	2006/07	37,8
1987/88	32,8	2007/08	18,4
1988/89	64	2008/09	8,8
1989/90	41	2009/10	12,2

III.6.3 Analyse statistique des pluies maximales journalières

Il est important d'effectuer un ajustement statistique d'une loi théorique à la série d'observations afin de déterminer les précipitations maximales journalières fréquentielles.

L'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de la loi de probabilité, de la taille de l'échantillon et de certaines caractéristiques de l'échantillon. Toutefois, de nombreuses études comparatives, autant empiriques que théoriques ont été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une méthode d'estimation est plus efficace pour une loi donnée.

Caractéristiques empiriques de la série des pluies maximales journalière

Ces paramètres sont obtenus en utilisant le logiciel Hyfran

Tableau 16 Caractéristiques empiriques de la série des pluies

Paramètre	Valeur
Minimum	8,8
Maximum	120
Moyenne	38,1

Ecart-type	21,1
Médiane	36,4
Coefficient de variation Cv	0,552
Coefficient d'asymétrie Cs	1,75
Coefficient d'aplatissement Ck	6,80

III.6.4 Ajustement aux lois statistiques :

III.6.4.1 Ajustement à la loi de Gumbel :

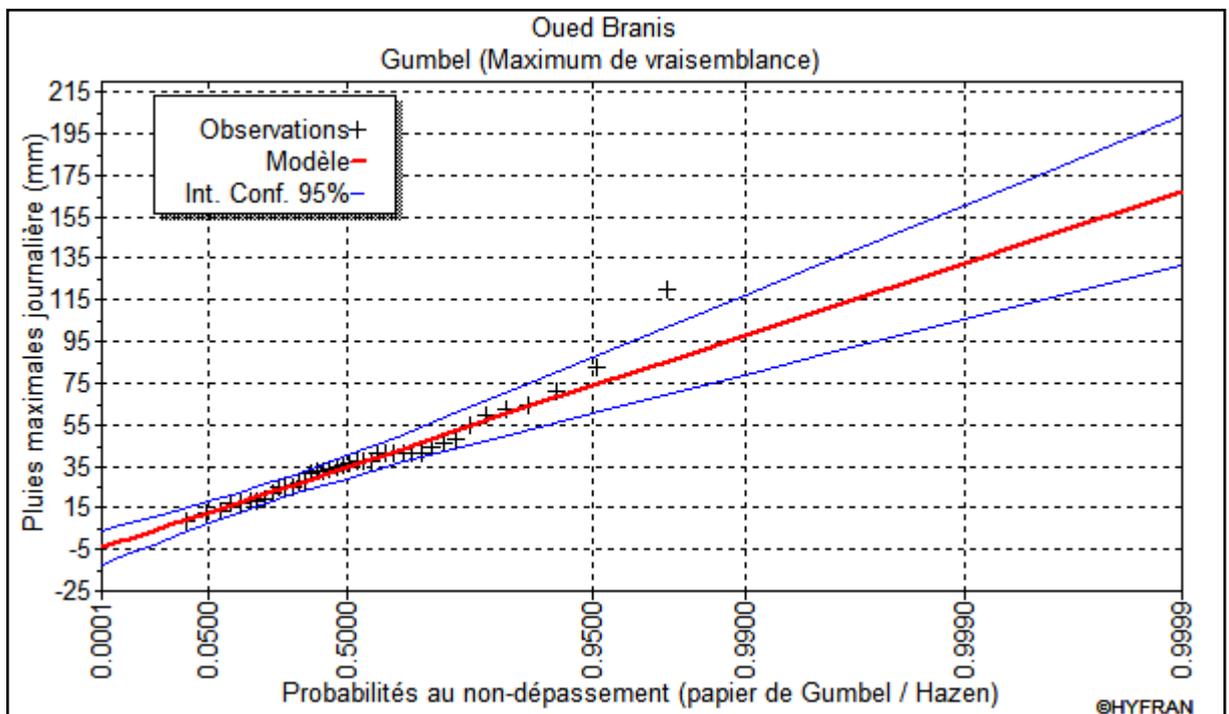


Figure 11 Courbe d'ajustement à la loi de Gumbel

III.6.4.2 Ajustement à la loi Log normale (loi de GALTON)

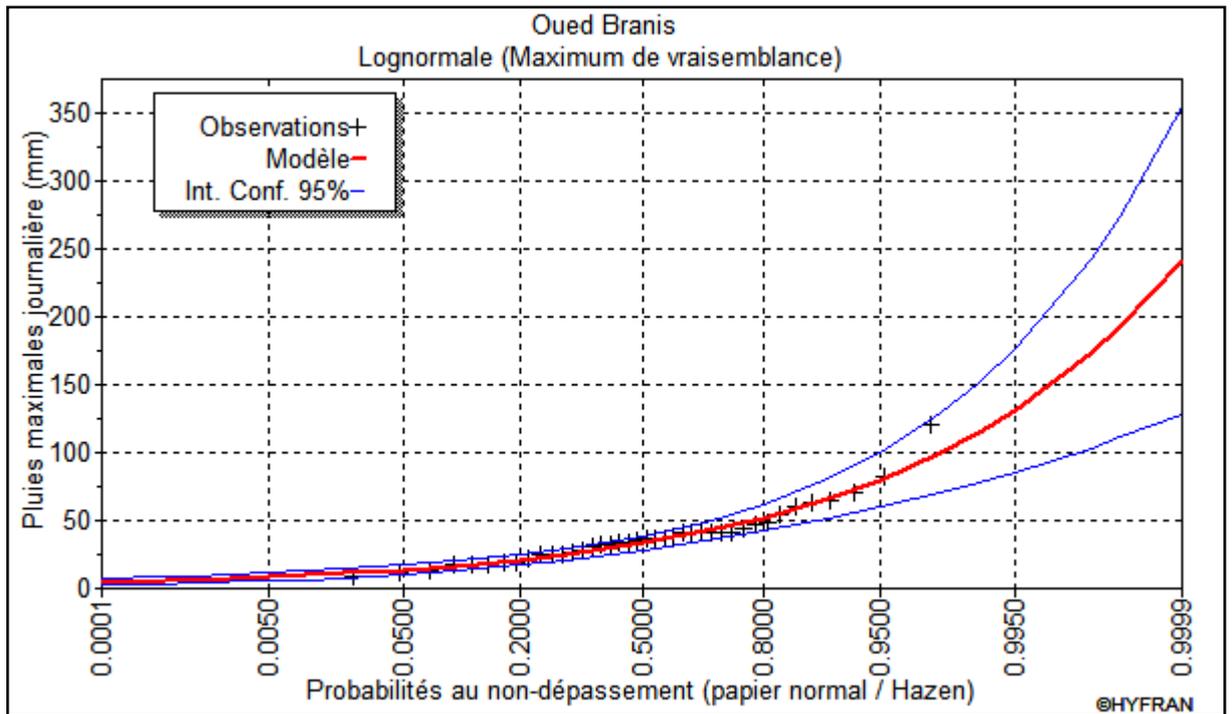


Figure 12 Courbe d'ajustement à la loi de Galton

III.6.4.3 Ajustement à la loi GEV

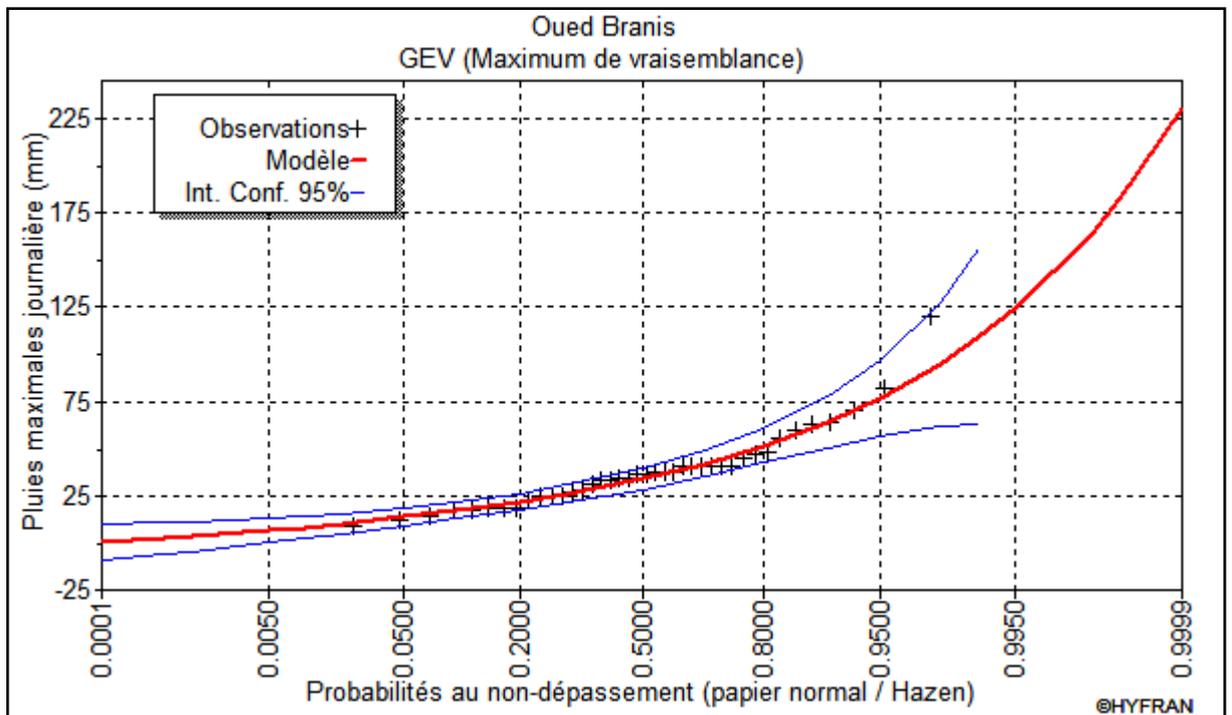


Figure 13 Courbe d'ajustement à la loi GEV

III.6.4.4 Choix de la loi d'ajustement

Visuellement, c'est la loi log-normale qui s'ajuste au mieux à notre jeu de données. Ses paramètres sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau 17 Paramètres de la loi Log-normale

Paramètre	Valeur
Moyenne	38,4
Ecart-type	22,0
Médiane	33,3
Coefficient de variation Cv	0,572
Coefficient d'asymétrie Cs	1,91
Coefficient d'aplatissement Ck	10,1

Le tableau ci-dessous récapitule les quantiles pour différentes périodes de retour

Tableau 18 Quantiles en fonction des périodes de retour- loi log normale

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	$P_{\max j p} \%$ (mm)	Ecart type	Intervalle de confiance 95%
10000	0,9999	242	57,8	128 – 355
1000	0,9990	173	35,3	104 – 242
100	0,9950	115	23,2	85,9 – 177
50	0,9800	99,5	14,9	70,3 – 129
20	0,9500	80,1	10,4	59,6 – 100
10	0,9000	66,0	7,54	51,2 – 80,7

III.6.5 Courbes Intensité – Durée – Fréquences

Le calcul des pluies de courtes durées a été effectué à l'aide de la relation de Montana

$$P_{ct} = P_{\max j} (t/24)^b$$

Avec P_{ct} : Pluie de courte durée

$P_{max j}$: Pluie maximale journalière

b : exposant climatique ($b= 0,2$)

L'intensité de pluie est donnée par la formule suivante : $I_t = \frac{P_{ct}}{t}$

I_t : l'intensité maximale de période t (h).

P : Pluies de courte durée (mm).

I : Intensité maximale (mm/h).

Tableau 19 Intensité - durée - fréquence

t (h)	T=10 ans		T=20 ans		T=50 ans		T=100 ans		T=1000 ans		T=10000 ans	
	Pct mm	I mm/h	Pct mm	I mm/h	Pct mm	I mm/h	Pct mm	I mm/h	Pct mm	I mm/h	Pctmm	I mm/h
1	34,95	34,95	42,42	42,42	52,70	52,70	60,91	60,91	91,62	91,62	128,17	128,1
2	40,15	20,08	48,73	24,36	60,53	30,27	69,96	34,98	105,25	52,62	147,22	73,61
3	43,54	14,51	52,85	17,62	65,65	21,88	75,87	25,29	114,14	38,05	159,66	53,22
4	46,12	11,53	55,98	13,99	69,53	17,38	80,37	20,09	120,90	30,22	169,12	42,28
5	48,23	9,65	58,53	11,71	72,71	14,54	84,03	16,81	126,41	25,28	176,83	35,37
6	50,02	8,34	60,70	10,12	75,41	12,57	87,15	14,53	131,11	21,85	183,40	30,57
7	51,58	7,37	62,61	8,94	77,77	11,11	89,88	12,84	135,21	19,32	189,14	27,02
8	52,98	6,62	64,30	8,04	79,87	9,98	92,32	11,54	138,87	17,36	194,26	24,28
8,5	53,65	6,30	65,11	7,64	80,89	9,49	93,49	10,97	140,63	16,51	196,73	22,10
9	54,24	6,03	65,83	7,31	81,78	9,09	94,52	10,50	142,18	15,80	198,89	22,10
10	55,40	5,54	67,23	6,72	83,52	8,35	96,53	9,65	145,21	14,52	203,13	20,31
11	56,47	5,13	68,53	6,23	85,13	7,74	98,39	8,94	148,01	13,46	207,04	18,82
12	57,46	4,79	69,73	5,81	86,62	7,22	100,11	8,34	150,61	12,55	210,67	17,56
13	58,38	4,49	70,86	5,45	88,02	6,77	101,73	7,83	153,04	11,77	214,07	16,47
14	59,26	4,23	71,91	5,14	89,33	6,38	103,25	7,37	155,32	11,09	217,27	15,52

15	60,08	4,01	72,91	4,86	90,57	6,04	104,68	6,98	157,48	10,50	220,29	14,69
16	60,86	3,80	73,86	4,62	91,75	5,73	106,04	6,63	159,52	9,97	223,15	13,95
17	61,60	3,62	74,76	4,40	92,87	5,46	107,34	6,31	161,47	9,50	225,87	13,29
18	62,31	3,46	75,62	4,20	93,94	5,22	108,57	6,03	163,33	9,07	228,47	12,69
19	62,99	3,32	76,44	4,02	94,96	5,00	109,75	5,78	165,10	8,69	230,95	12,16
20	63,64	3,18	77,23	3,86	95,94	4,80	110,88	5,54	166,81	8,34	233,33	11,67
21	64,26	3,06	77,99	3,71	96,88	4,61	111,97	5,33	168,44	8,02	235,62	11,22
22	64,86	2,95	78,72	3,58	97,78	4,44	113,02	5,14	170,02	7,73	237,83	10,81
23	65,44	2,85	79,42	3,45	98,66	4,29	114,03	4,96	171,53	7,46	239,95	10,43
24	66,00	2,75	80,10	3,34	99,50	4,15	115,00	4,79	173,00	7,21	242,00	10,08

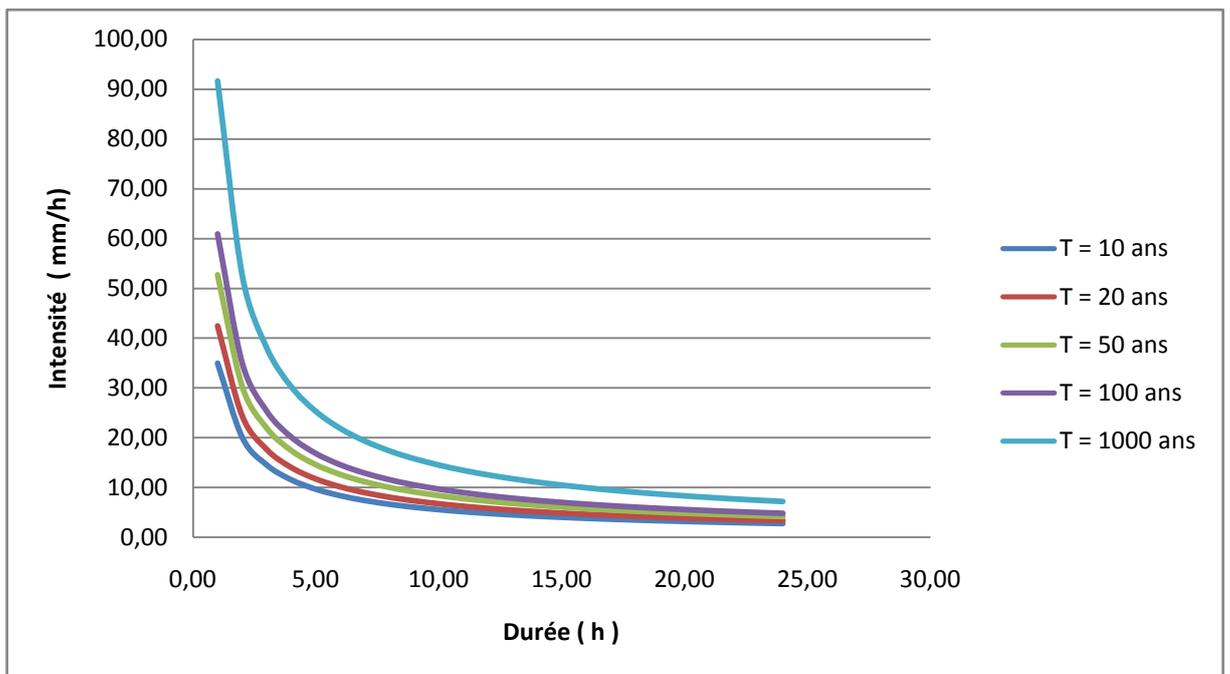


Figure 14 Courbe Intensité Durée Fréquence

III.7 Apports liquides

Le site du barrage de Branis draine une superficie totale de 700 km² avec une pluie moyenne annuelle, P_{moy} , estimée à 260 mm/an. 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 est finalement réduite à 445 km².

III.7.1 Apport moyen mensuel

Les apports moyens mensuels au site du barrage Branis déduits des données observées à la station de Foum El Gherza sont donnés dans le tableau suivant

Tableau 20 Apport moyen estimé au site du barrage de Branis (Mm3)

Année	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Annuel
1950-51	2,17	0,93	0,12	0,73	0,57	0,96	2,45	0,16	0,83	0,05	0,34	0	9,31
1951-52	2,48	0,62	2,29	0,56	0,77	0,82	1,01	0,67	1,23	0,16	0	0	10,61
1952-53	1,11	0,01	0	0,07	0,13	0,11	2,41	0,23	1,26	0,37	0,03	0,93	6,66
1953-54	0,87	0,35	0,15	0,1	0,15	0,41	0,81	2,12	0,08	0	0,14	0,01	5,19
1954-55	0	0,03	0,16	0,34	0,24	0,29	0,12	2,97	2,87	0,26	0,01	0,35	7,64
1955-56	2,99	1,46	0,16	0,22	0,18	0,68	2,38	0,99	1,33	0,3	0,14	0,11	10,94
1956-57	0,12	0,41	0,2	0,14	0,1	0,28	0,13	0,95	0,83	0,19	0,18	0,06	3,59
1957-58	0,79	4,14	3,6	1,32	3,9	2,84	1,25	0,29	0,15	0,12	0,02	0,53	18,95
1958-59	1,48	1,36	5,21	2,59	1,81	2,46	2,44	1,18	1,36	1,71	0,42	0,12	22,14
1959-60	1,17	2,03	0,46	1,22	0,6	1,17	1,09	2,48	3,94	4,4	0,29	0,11	18,96
1960-61	0,31	0,31	0,16	0,39	1,12	0,73	0,34	0,04	0	0,45	0,67	0,69	5,21
1961-62	0,62	0	0,19	0,52	0,16	0,08	0,29	0,29	0,62	0,19	0,01	0,43	3,4
1962-63	0,13	0,29	0,24	0,27	0,18	1,29	2,05	0,5	1,22	2,1	1,65	0,18	10,1
1963-64	7,72	0,04	0,41	5,15	3,3	5,27	1,46	1,33	0,1	1,09	0	0,8	26,67
1964-65	0,06	0,21	0,69	2,33	4,66	2,18	1,7	0,5	0,01	0	0	0,2	12,54
1965-66	0,68	0,46	0,67	0,56	0,17	0,16	0,17	0,09	0,35	0	0	0,02	3,33

1966-67	2,51	16,34	0,68	0,21	0,36	0,81	0,43	0,31	0,38	0,24	0,11	0,17	22,55
1967-68	4,76	0,52	0,84	0,84	0,48	1,06	1,72	0,87	0,11	2,43	4,87	0,04	18,54
1968-69	1,32	0,11	0,13	0,21	0,39	0,27	1,68	0,16	1,26	0,09	0,27	0,04	5,93
1969-70	5,35	11,68	1,63	0,79	2,41	0,42	0,31	0,26	1,26	2,51	0,04	0,04	26,7
1970-71	0,1	0,29	0,05	0,22	0,34	0,22	0,2	0,14	0,11	0,06	0,03	0,01	1,77
1971-72	0,39	0,65	1,3	1,78	0,6	1,29	1,35	2,06	0,77	0,08	0,15	0	10,42
1972-73	5,1	0,84	0,73	0,82	1,68	2,25	5,56	5,18	0,66	0,65	0,13	0,05	23,65
1973-74	0,02	0,03	0,03	0,43	1,21	0,86	1,44	1,64	0,21	0,16	0,04	0,03	6,1
1974-75	0,51	0,04	0,09	0,21	0,15	0,54	1,58	0,87	1,98	0,23	0,15	0,04	6,39
1975-76	0,96	0,07	0,24	0,31	0,22	1,6	4,23	2,98	0,77	0,77	1,07	0,14	13,36
1976-77	1,91	0,36	1,31	2,67	8,66	2,85	0,59	1,14	0,54	0,35	0,18	0,04	20,6
1977-78	1,48	0,31	0,27	0,16	0,26	0,43	0,34	0,75	0,23	0,08	0,04	0,96	5,31
1978-79	0,31	2,61	0,22	0,14	0,38	0,18	0,45	2	0,15	0,38	0,24	0,25	7,31
1979-80	5,63	0,25	0,09	0,21	0,25	0,42	0,87	0,41	0,43	0,14	0,03	0,45	9,18
1980-81	3,28	0,86	3,43	1,28	1,77	2,41	1,89	0,87	0,86	3,5	1,25	1,43	22,83
1981-82	2,76	1,7	0,67	1,39	0,35	0,3	0,31	0,98	0,87	1,24	1	0,49	12,06
1982-83	2,92	0,7	11,32	0,8	0,39	0,27	0,1	0,38	0,07	1,34	0,67	1,96	20,92
1983-84	0,13	0,62	0,11	0,12	0,11	0,95	1,19	0,42	0,18	0,12	0,08	0,53	4,56
1984-85	0,07	1,34	0,43	0,08	0,55	5,03	3,13	0,29	2,03	0,11	0,08	0,04	13,18
1985-86	0,43	0,73	0,43	0,27	0,43	1,06	2,71	0,94	0,14	0,11	0,09	0,04	7,38
1986-87	2,3	1,05	0,88	0,98	1,01	0,99	1,5	0,38	0,21	0,11	0,41	1,59	11,41
1987-88	1,41	1,21	0,48	0,11	0,06	0,05	0,05	0,04	0,11	0,24	0,09	0,16	4,01
1988-89	0,55	0,37	0	0,04	0,06	1,05	0,64	0,62	0,42	0,93	10,41	0,61	15,7
1989-90	3,98	0,05	0,15	0,1	0,11	0,25	0,3	0,46	0,61	0,08	0,03	0,03	6,15
1990-91	0,02	0,02	0,39	0,4	0,36	0,34	3,43	1,24	0,25	0,09	0	0	6,54
1991-92	1,08	1,88	0,06	0,25	0,09	0,19	0,61	0,3	1,17	0,12	0,75	0,1	6,6
1992-93	0,11	0,07	1,08	0,29	0,12	0,34	0,68	0,21	0,16	0,2	0,03	0,01	3,3
1993-94	0,11	0,02	0,52	0,39	0,78	0,06	0,23	0,07	0,07	0,02	0	0,27	2,54
1994-95	0,1	2,97	0,86	0,07	0,06	0,01	0,44	1,06	0	0	0	0	5,57
Moyenne	1,61	1,34	0,96	0,71	0,93	1,03	1,29	0,93	0,72	0,62	0,58	0,31	11,02

L'apport moyen annuel A_0 est donc de 11.02 Mm³

Les apports liquides au site du barrage de Branis varient de manière notable. Cela est lié à la variation de la précipitation dans la région.

III.7.2 Caractéristique de l'écoulement

Le tableau suivant reprend les caractéristiques de l'écoulement

Tableau 21 Caractéristiques de l'écoulement

Caractéristique	Symbole	Formule	Valeur
Lame d'eau écoulée	L_e	$L_e = A_0 / S$	24.8 mm
Coefficient d'écoulement	C_e	$C_e = L_e / P_{moy}$	0.1
Module d'écoulement	M_e	$M_e = A_0 / T$	350 l/s
Module spécifique	M_0	$M_0 = M_e / S$	0.78 l/s.km ²
Coefficient de variation	C_v	Skolovsky ; $C_v = a - 0,063 \log (S+1)$ $a = 0,78 - 0,29 \log M_0$	0.64

Avec : A_0 : Apport moyen annuel, $A_0 = 11.02 \text{ Mm}^3$;

S : Surface du bassin versant, $S = 444.6 \text{ km}^2$;

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle, $P = 260 \text{ mm}$;

T : Temps d'une année en secondes, $T = 31,536.10^6 \text{ s}$;

III.7.3 Apport de fréquence 80 %

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

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

$A\%$: Apport de fréquence donnée.

μ : Variable réduite de Gauss. $\mu = -0.84$ pour une fréquence de 80 %

A0 : Apport moyen annuel (Hm³).

Cv : Coefficient de variation.

Tableau 22 Apport fréquentiel

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Total
A	1,61	1,34	0,96	0,71	0,93	1,03	1,29	0,93	0,72	0,62	0,58	0,31	11,02
A80%	0,83	0,69	0,49	0,37	0,48	0,53	0,66	0,48	0,37	0,32	0,30	0,16	5,67

III.8 Apports solides

L'étude des apports solides est importante car elle doit aboutir à la détermination du volume mort ou garde d'envasement du futur barrage

Cependant, les données relatives aux apports solides au niveau de la station de Djemmorah située juste en amont du site du barrage sont inexistantes du fait de l'absence de mesures.

Néanmoins, l'expérience a montré que l'application des formules empiriques depuis plusieurs années en Algérie permet de donner des valeurs assez fiables. La formule de Tixeront étant la plus communément utilisée.

III.8.1 Transport solide

La formule de Tixeront se présente sous plusieurs formes en fonction de la perméabilité du bassin. Pour un bassin de moyenne perméabilité, elle est de :

$$T_a = 350 L_e^{0.15}$$

Où : T_a : Taux d'abrasion exprimé en t/km²/an

L_e : Lame d'eau écoulée moyenne de l'oued Branis en mm.

On obtient un taux d'abrasion égal à : $T_a = 565,86$ t/km²/an

III.8.2 Estimation du volume mort

Le volume mort, par la formule de Tixeront, est estimé à :

$$V_m = S \times T_a \times T / \gamma_s$$

Où : S : Superficie du bassin versant, $S=444.6 \text{ km}^2$;

T_a : Taux d'abrasion, $T_a = 565,86 \text{ t/km}^2.\text{an}$;

T : Durée de vie du barrage, prise égale à 50 ans ;

γ_s : Poids spécifique des sédiment, $\gamma_s = 1.4 \text{ t/m}^3$.

$$V_m = 9.43 \text{ Mm}^3$$

III.9 Etude des crues

L'objectif du calcul des crues de projet et de chantier est de quantifier le 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.

Dans la zone d'étude, nous disposons d'une station hydrométrique sur oued Djemmorah, à l'amont du site du barrage avec une période d'observation, jugée insuffisante, allant de 1972 à 1995, soit 18 années. L'estimation du débit fréquentiel se fera donc par l'application des formules empiriques.

III.9.1 Débit de crue

Formule de GIANDOTTI

$$\text{On a : } Q_{\text{max}\%} = \frac{0.17 S h_{\text{tcp}\%} \sqrt{h_{\text{moy}} - h_{\text{min}}}}{4\sqrt{S} + 1,5 L}$$

S : Surface du bassin versant en Km^2 ;

L : longueur du talweg principal en Km ;

H_{moy} : Altitude moyenne en m ;

H_{min} : Altitude minimale en m ;

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

Résultats :

Tableau 23 Débit maximum fonction de la période de retour

T (ans)	10	20	50	100	1000	10000
Pct (mm)	53,75	65,24	81,04	93,66	140,9	197,1
$Q_{max, p\% \text{ Branis}}(\text{m}^3/\text{s})$	593,28	720,11	894,51	1033,80	1555,23	2175,56

III.9.2 Construction des hydrogrammes des crues

La méthode de Sokolovsky divise l'hydrogramme en deux parties non symétriques, une est calculée à partir du temps de montée et l'autre à partir du temps de décrue, chacune a sa propre équation.

Pour le temps de montée: $Q \text{ crue} = Q_{max} \left(\frac{t}{t_m} \right)^2$

Temps de montée $T_m = T_c = 8.52 \text{ h}$

Pour la décrue: $Q \text{ décrue} = Q_{max} \left(\frac{t_d - t}{t_d} \right)^3$

Avec: $t_d = \delta t_m$ (Sokolovski)

δ : Coefficient dépendant des caractéristiques du bassin versant, il est pris en général compris entre (2 — 4), celui-ci est fonction du cours d'eau (longueur), de la perméabilité et du boisement du bassin, on prend $\delta=3$.

$T_d = 25.56 \text{ h}$

Tableau 24 Débit de crue pour différentes périodes de retour

t (h)	$Q_{\max,p\%}$ (m ³ /s)					
	T=10 ans	T=20 ans	T=50 ans	T=100 ans	T=1000 ans	T=10000 ans
0	0	0	0	0	0	0
1	8,17	9,92	12,32	14,24	21,42	29,97
2	32,69	39,68	49,29	56,97	85,70	119,88
3	73,56	89,28	110,90	128,17	192,82	269,73
4	130,77	158,72	197,16	227,86	342,80	479,53
5	204,32	248,00	308,07	356,04	535,62	749,26
6	294,23	357,13	443,62	512,70	771,29	1078,93
7	400,48	486,09	603,81	697,84	1049,81	1468,55
8	523,07	634,89	788,65	911,46	1371,18	1918,10
8,52	593,28	720,11	894,51	1033,80	1555,23	2175,56
9	560,48	680,30	845,06	976,64	1469,25	2055,28
10	496,07	602,12	747,95	864,42	1300,41	1819,11
11	436,80	530,18	658,58	761,13	1145,04	1601,75
12	382,45	464,21	576,63	666,42	1002,56	1402,44
13	332,80	403,95	501,78	579,92	872,42	1220,39
14	287,65	349,15	433,70	501,24	754,06	1054,82
15	246,78	299,54	372,08	430,02	646,91	904,95
16	209,98	254,87	316,59	365,89	550,44	769,99
17	177,03	214,87	266,91	308,47	464,06	649,16
18	147,72	179,30	222,72	257,40	387,23	541,68
19	121,84	147,88	183,70	212,30	319,39	446,78
20	99,17	120,37	149,52	172,81	259,97	363,66
21	79,51	96,50	119,87	138,54	208,42	291,55
22	62,63	76,02	94,43	109,13	164,18	229,66
23	48,33	58,66	72,87	84,21	126,69	177,22
24	36,39	44,17	54,86	63,41	95,39	133,44
25	26,60	32,28	40,10	46,35	69,72	97,53
26	18,74	22,75	28,26	32,66	49,13	68,73
27	12,61	15,30	19,01	21,97	33,05	46,24
28	7,99	9,69	12,04	13,91	20,93	29,28

29	4,66	5,65	7,02	8,12	12,21	17,08
30	2,41	2,93	3,64	4,20	6,33	8,85
31	1,04	1,26	1,57	1,81	2,72	3,81
32	0,32	0,39	0,48	0,56	0,84	1,17
33	0,04	0,05	0,07	0,08	0,12	0,16
34	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
34,52	0	0	0	0	0	0

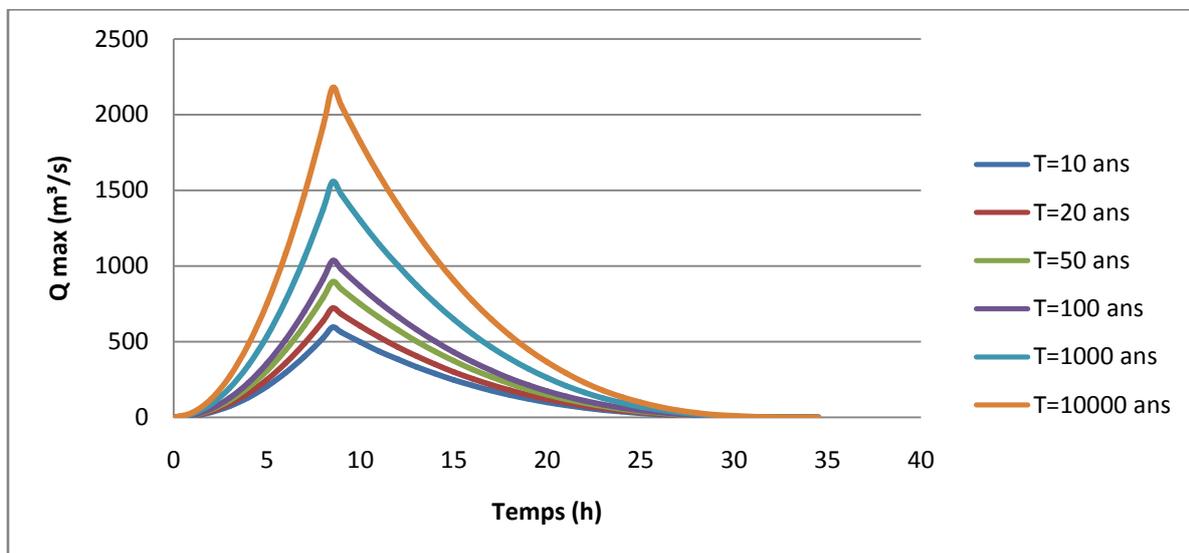


Figure 15 Hydrogramme de crue

III.9.3 Crue de projet

La crue de projet est la crue maximale que l'ouvrage doit être capable d'évacuer pour une probabilité donnée.

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

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

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

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

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

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

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

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

Tableau 25 Crue de projet en fonction de la catégorie de dommage

Catégorie des dommages	Crue de projet recommandé de probabilité De dépassement annuel
Elevés - Perte de vie	1/100000 à 1/10000
Importants -Pas de perte de vie	1/10000 à 1/1000
Faibles -Pas de perte de vie	1/1000 à 1/100

La crue de projet est déterminée pour une période de retour de 1000 ans. Donc pour un débit $Q_{0.1\%} = 1555.23 \text{ (m}^3/\text{s)}$

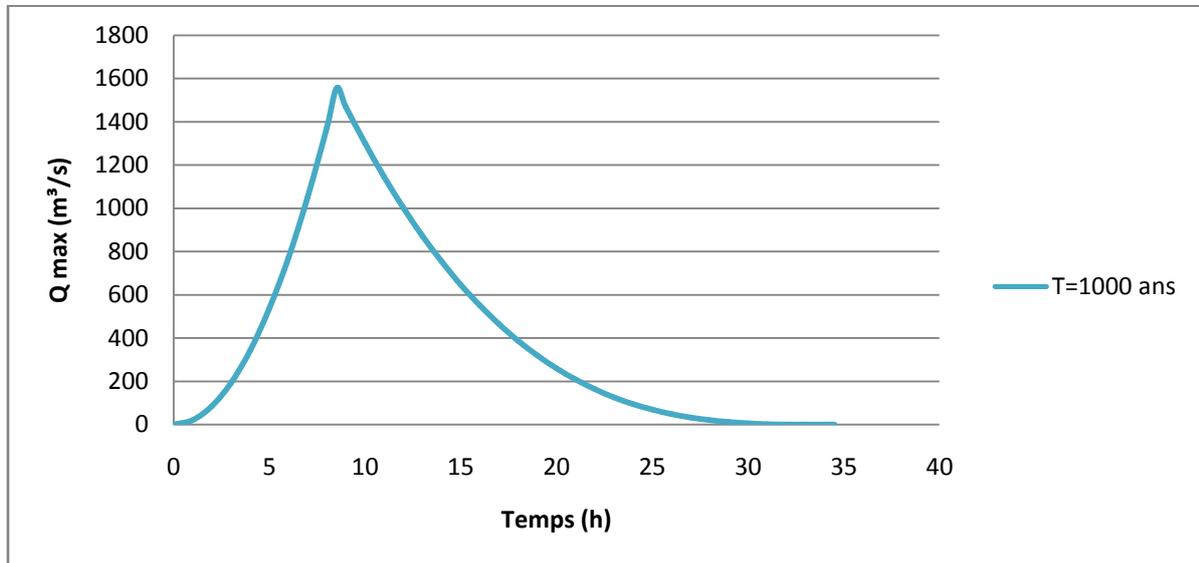


Figure 16 Hydrogramme de crue pour la période de référence

III.10 Régularisation des débits

III.10.1 Courbe Capacité-Hauteur

La courbe capacité hauteur, peut être tracée à partir des données de terrain regroupées dans le tableau suivant :

Tableau 26 Données de terrain, hauteurs-surfaces

Cote (m,NGA)	Surface (km ²)	Volume (Hm ³)
361	0	0
362	0,0001	0
364	0,001	0,001
366	0,0034	0,005
368	0,0081	0,017
370	0,0149	0,040
372	0,0269	0,081
374	0,0497	0,158
376	0,0823	0,290

378	0,1023	0,475
380	0,1214	0,698
382	0,1377	0,957
384	0,1648	1,260
386	0,1904	1,615
388	0,2179	2,023
390	0,2508	2,492
392	0,2913	3,034
394	0,3246	3,650
396	0,4423	4,417
398	0,4932	5,352
400	0,5634	6,409
402	0,6096	7,582
404	0,6949	8,887
406	0,7623	10,344
408	0,8177	11,924
410	0,9301	13,672
412	0,9976	15,599
414	1,1186	17,715
416	1,2295	20,064
418	1,3617	22,655
420	1,4698	25,486

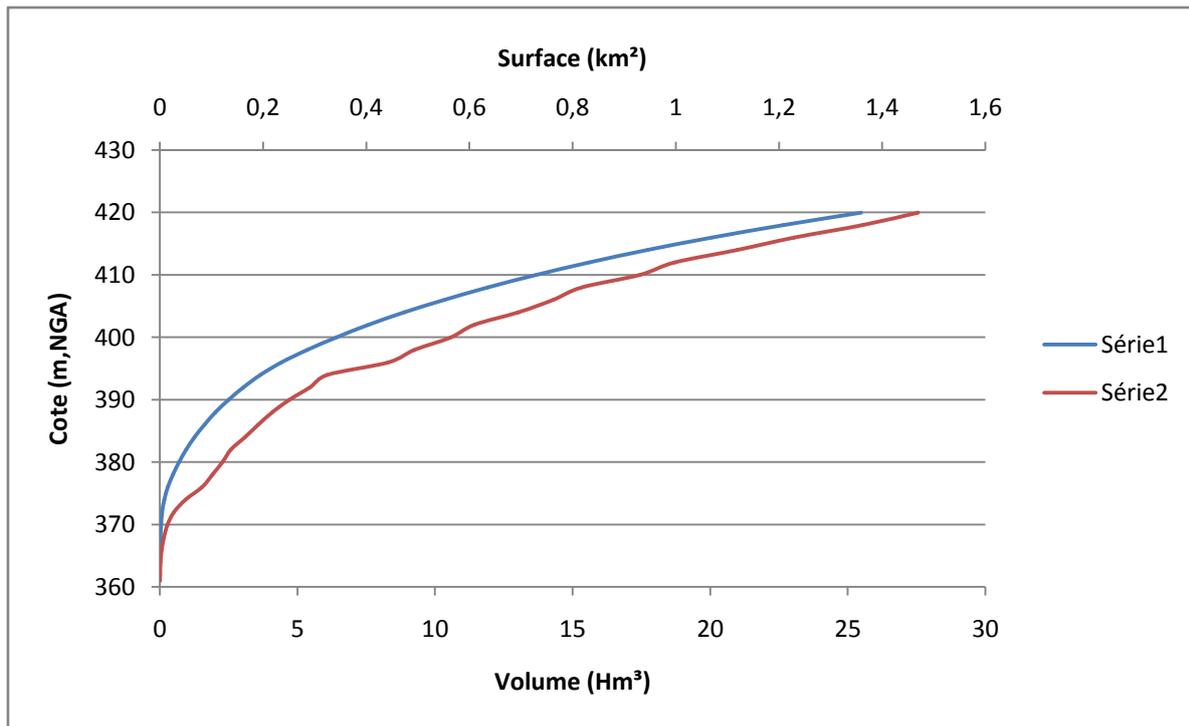


Figure 17 Courbe Capacité - Hauteur

III.10.2 Répartition mensuelle de la consommation

Les volumes d'eau à satisfaire pour les différents besoins se répartissent comme suit :

- Alimentation en eau potable : 1.7 hm³/an
- Irrigation : 4.6 hm³/an

La répartition mensuelle de la demande est représentée dans le tableau suivant :

Tableau 27 La répartition mensuelle de la demande

Mois	Demande AEP (%)	V _{AEP} (hm ³)	Demande Irr (%)	V _{Irr} (hm ³)	U (hm ³)
Septembre	8	0,136	12	0,552	0,688
Octobre	8	0,136	9	0,414	0,55
Novembre	8	0,136	0	0	0,136
Décembre	8	0,136	0	0	0,136
Janvier	8	0,136	0	0	0,136
Février	8	0,136	0	0	0,136
Mars	8	0,136	3	0,138	0,274
Avril	8	0,136	7	0,322	0,458
Mai	9	0,153	13	0,598	0,751
Juin	9	0,153	17	0,782	0,935
Juillet	9	0,153	21	0,966	1,119
Août	9	0,153	18	0,828	0,981
Total	100	1,7	100	4,6	6,3

III.10.3 Calcul du volume utile

La régularisation peut être saisonnière ou interannuelle, suivant le bilan apport–demande de l'année, La demande étant supérieure à l'apport, nous procédons à une régularisation interannuelle .Les données de base sont :

- L'apport en m³ ;
- La consommation en m³ ;
- Le volume mort.

Dans notre étude la consommation dépasse l'apport, alors on fait une régularisation interannuelle utilisant la méthode de Kristy-Menkel :

$$V_{\text{uint}} = (\beta_s + \beta_{\text{plur}}) W_0 = V_s + V_{\text{int}}$$

Avec:

β_s : composant saisonnière du volume utile.

β_{plur} : composant pluriannuelle de volume utile.

W_0 : apport moyen interannuel.

III.10.3.1 Composantes annuelles et interannuelles

a. Composante saisonnière

$\beta_s = \alpha (T_{\text{ét}} - W_{\text{ét}})$ Avec α : coefficient de régularisation.

$T_{\text{ét}}$: période relative de l'été au cours de l'année.

$W_{\text{ét}}$: volume relatif de l'écoulement pendant l'été

$$T_{\text{ét}} = 5/12 = 0.417 \quad \text{et} \quad W_{\text{ét}} = \frac{\sum W_i}{\sum W_{pa}} = \frac{2.93}{11.02} = 0.266$$

$\sum W_i$: Apport pendant la période d'été.

$\sum W_{pa}$: Apport total pendant les 12 mois de l'année.

$$\text{Alors : } \beta_s = 0.7 * (0.417 - 0.266) = 0.1057$$

b. Composante pluriannuelle

$\beta_{\text{Plur}} = \max (Z_{p\%}) = \max [(\alpha - K_{p\%}) . n]$ Avec : α : coefficient de régularisation.

$K_{p\%}$: Coefficient d'hydraulicité

$K_{p\%} = F_{p\%} C_v$ Avec $F_{p\%}$: la probabilité en fonction de $P\%$ et C_s

$$C_v^n = \frac{C_v}{\sqrt{n}} \quad \text{et} \quad C_s^n = \frac{C_s}{\sqrt{n}}$$

$$\text{On trouve : } \beta_{\text{Plur}} = 0.869 \quad \text{Et } V_u = (0.869 + 0.1057) 11.02 = 10.75 \text{ Mm}^3$$

On calcul ainsi le volume au niveau normal de la retenue

$$V_{\text{NNR}} = V_u + V_m = 20,2 \text{ Mm}^3$$

III.10.3.2 Méthode KRISTY- MENKEL

Tableau 28 Débits et apports annuels

Année	Apport	Débit	Année	Apport	Débit
1950-51	9,31	293,60	1973-74	6,1	192,37
1951-52	10,61	334,60	1974-75	6,39	201,52
1952-53	6,66	210,03	1975-76	13,36	421,32
1953-54	5,19	163,67	1976-77	20,6	649,64
1954-55	7,64	240,94	1977-78	5,31	167,46
1955-56	10,94	345,00	1978-79	7,31	230,53
1956-57	3,59	113,21	1979-80	9,18	289,50
1957-58	18,95	597,61	1980-81	22,83	719,97
1958-59	22,14	698,21	1981-82	12,06	380,32
1959-60	18,96	597,92	1982-83	20,92	659,73
1960-61	5,21	164,30	1983-84	4,56	143,80
1961-62	3,4	107,22	1984-85	13,18	415,64
1962-63	10,1	318,51	1985-86	7,38	232,74
1963-64	26,67	841,07	1986-87	11,41	359,83
1964-65	12,54	395,46	1987-88	4,01	126,46
1965-66	3,33	105,01	1988-89	15,7	495,12
1966-67	22,55	711,14	1989-90	6,15	193,95
1967-68	18,54	584,68	1990-91	6,54	206,25
1968-69	5,93	187,01	1991-92	6,6	208,14
1969-70	26,7	842,01	1992-93	3,3	104,07
1970-71	1,77	55,82	1993-94	2,54	80,10
1971-72	10,42	328,61	1994-95	5,57	175,66
1972-73	23,65	745,83			

Caractéristiques de la série :

Cv	0,65
Cs	1,3

Tableau de calcul

Tableau 29 Application de la méthode de Kristy Menkel

N	Cv ⁿ	Cs ⁿ	F _{97%}	K _{97%}	Z _{97%} α=0.8	Z _{97%} α=0,7
1	0,650	1,300	-1,280	0,168	0,632	0,532
2	0,460	0,919	-1,470	0,324	0,951	0,751
3	0,375	0,751	-1,545	0,420	1,139	0,839
4	0,325	0,650	-1,590	0,483	1,267	0,867
5	0,291	0,581	-1,630	0,526	1,369	0,869
6	0,265	0,531	-1,645	0,563	1,419	0,819
7	0,246	0,491	-1,660	0,592	1,455	0,755
8	0,230	0,460	-1,680	0,614	1,489	0,689
9	0,217	0,433	-1,690	0,634	1,496	0,595
10	0,206	0,411	-1,700	0,651	1,494	0,494
11	0,196	0,392	-1,710	0,665	1,486	0,386
12	0,188	0,375	-1,715	0,678	1,462	0,262
13	0,180	0,361	-1,720	0,690	1,431	0,131
14	0,174	0,347	-1,725	0,700	1,395	-0,005
15	0,168	0,336	-1,730	0,710	1,355	-0,145
16	0,163	0,325	-1,735	0,718	1,311	-0,289
17	0,158	0,315	-1,740	0,726	1,263	-0,437
18	0,153	0,306	-1,750	0,732	1,226	-0,574
19	0,149	0,298	-1,750	0,739	1,158	-0,742
20	0,145	0,291	-1,750	0,746	1,087	-0,913
21	0,142	0,284	-1,750	0,752	1,013	-1,087
22	0,139	0,277	-1,750	0,757	0,935	-1,265
23	0,136	0,271	-1,750	0,763	0,855	-1,445
24	0,133	0,265	-1,750	0,768	0,773	-1,627
25	0,130	0,260	-1,750	0,773	0,688	-1,813
26	0,127	0,255	-1,750	0,777	0,600	-2,000
27	0,125	0,250	-1,750	0,781	0,511	-2,189
28	0,123	0,246	-1,750	0,785	0,419	-2,381
29	0,121	0,241	-1,750	0,789	0,326	-2,574
30	0,119	0,237	-1,750	0,792	0,230	-2,770
31	0,117	0,233	-1,750	0,796	0,133	-2,967

32	0,115	0,230	-1,750	0,799	0,035	-3,165
33	0,113	0,226	-1,750	0,802	-0,066	-3,366
34	0,111	0,223	-1,750	0,805	-0,167	-3,567
35	0,110	0,220	-1,750	0,808	-0,270	-3,770
36	0,108	0,217	-1,750	0,810	-0,375	-3,975
37	0,107	0,214	-1,750	0,813	-0,481	-4,181
38	0,105	0,211	-1,750	0,815	-0,588	-4,388
39	0,104	0,208	-1,750	0,818	-0,696	-4,596
40	0,103	0,206	-1,750	0,820	-0,806	-4,806
41	0,102	0,203	-1,750	0,822	-0,916	-5,016
42	0,100	0,201	-1,750	0,824	-1,028	-5,228
43	0,099	0,198	-1,750	0,827	-1,141	-5,441
44	0,098	0,196	-1,750	0,829	-1,255	-5,655
45	0,097	0,194	-1,750	0,830	-1,369	-5,869

III.11 Laminage des crues

Le laminage des crues se fera par la méthode de Hildenblat. Le mécanisme du laminage des crues est régi par l'équation de continuité :

$$\frac{\Delta S}{\Delta t} = Imoy - Qmoy$$

Avec : I: Inflow (débit de crue entrant dans la retenue)

Q: Outflow (débit de crue déversé)

$\Delta S = S1 - S2$: Stockage (volume stocké dans la retenue pendant Δt).

On obtient ainsi l'équation du bilan entrée/sortie suivante :

$$V(h) + \frac{Vdev}{2} = Vmoy + (V(h) - \frac{Vdev}{2})$$

Avec :

V(h) : Courbe caractéristique capacité hauteur au-dessus du NNR.

Vdev : Volume déversé.

V_{moy}: Volume moyen de la crue entrant dans la retenue.

Ce qui se traduit graphiquement comme suit :

- Dans un plan repéré par un système d'axe avec, en ordonnées, la hauteur h du plan d'eau au dessus du réservoir et en abscisses, les volumes V à droite et le débit évacué à gauche
- On trace pour chaque valeur de H : Les courbes (V(h) + V_{dév}/2) et (V(h) - V_{dév}/2) et la courbe Q_{dév}(h).
- Ce débit est déterminé par la formule : $Q_{dév} = mb\sqrt{2gh}^{3/2}$
- On calcule les débits et les volumes moyens déversés engendrés par la crue suivant les formules : $Q_{crue(i,i+1)} = \frac{Q_i + Q_{i+1}}{\Delta t}$ et $V_{moy} = Q_{moy(i,i+1)} \Delta t$
- V^{0.1}_{moy} étant tracé sur l'axe des volumes, on le projette parallèlement à l'axe des ordonnées sur la courbe V(h) + V_{dév}/2, ce qui donne un point dont l'ordonnée représente la hauteur déversée Hdév¹, à la quelle correspondra un débit déversé Q_{dév}¹,
- A partir du point localisé précédemment, on trace le segment de longueur V_{moy}^{1.2} dont l'extrémité sera projetée, parallèlement à l'axe des ordonnées, sur la courbe V(h)+V_{dév}/2 ce dernier point étant à son tour projeté parallèlement à l'axe des volumes sur la courbe V(h)-V_{dév}/2 .On notera alors Hdév² et Q_{dév}²
- On continue ce processus jusqu'à ce que V_{moy}ⁿ soit compris entre V(h) + V_{dév}/2 et V(h)- V_{dév}/2.

En appliquant ce principe, on détermine la hauteur déversée Hdév correspondant à chaque largeur déversante b. Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

B (m)	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120
Hdév	6.03	5.08	4.46	3.99	3.65	3.38	3.15	2.94	2.77	2.64
Q _{dév} (m ³ /s)	972.94	1005.3	1033.1	1047.5	1068.5	1087.8	1102.3	1104.5	1111.9	1140.7

III.11.1 Etude d'optimisation

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

III.11.1.1 Coût approximatif de la digue

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

$$V_d = \sum V_i \text{ Avec } V_i = L \cdot (S_i + S_{i+1})/2$$

V_i : le volume du barrage à la cote i

L : Distance entre deux coupes voisines.

S_i : Section transversale correspondante à la coupe i , $S_i = H_i \cdot (bc + B_i)/2$

B_i : Largeur de base [$B_i = bc + (m_1 + m_2) \cdot H_i$]

m_1, m_2 : Les fruits des talus, [$m_1 = m_2 = 3$]

bc : Largeur en crête.

H_i : Hauteur de la tranche au point i [$H_i = NNR - NTN + R + h_{dev}$].

R : Revanche.

Les tableaux de calculs des volumes de la digue pour différentes largeurs déversantes sont présentés en annexe.

(a) Calcul de la revanche

C'est la tranche comprise entre la crête du barrage et la côte des plus hautes eaux, Elle est donnée par la formule de Davis (USBR): $R = 0,75h + (v^2/2g)$

En fonction de la :

- Vitesse du vent U estimé à 5.4 m/s
- Vitesse de propagation des vagues, donnée par la formule de Gaillard
 $V = 1.5 + 2h$
- Hauteur des vagues h

Tableau 30 Calcul de la hauteur des vagues

Hauteur des vagues h (m)		V (m/s)	R (m)
Stevenson	$h = 0.75 + 0.34\sqrt{F} - 0.26\sqrt[4]{F}$	0.85	3.20
Molitor	$h = 0.75 + 0.0032\sqrt{UF} - 0.27\sqrt[4]{F}$	0.48	2.46
Mallet et Paquant	$h = 0.5 + 0.33\sqrt{F}$	0.86	3.22

(b) Largeur en crête

La largeur en crête du barrage est calculée par les différentes formules empiriques présentées dans le tableau suivant

Tableau 31 Résultats de calculs de la largeur en crête

Formule	La valeur (m)
Formule de KNAPPEN : $bc = 1.65\sqrt{Hb}$	12.56
Formule de PREECE : $bc = 1.1\sqrt{Hb} + 1$	9.37
Formule simplifiée : $bc = 3.6\sqrt[3]{Hb} - 3$	11

On opte pour 11 m

III.11.1.2 Coût du déversoir

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

suivante :
$$Y = \frac{X^{1.85}}{2 * H^{0.85}}$$

Avec :

h : Charge sur le seuil (m).

Y: Ordonnée du profil (m).

X: Abscisse du profil (m).

La charge est définie pour chaque largeur du déversoir.

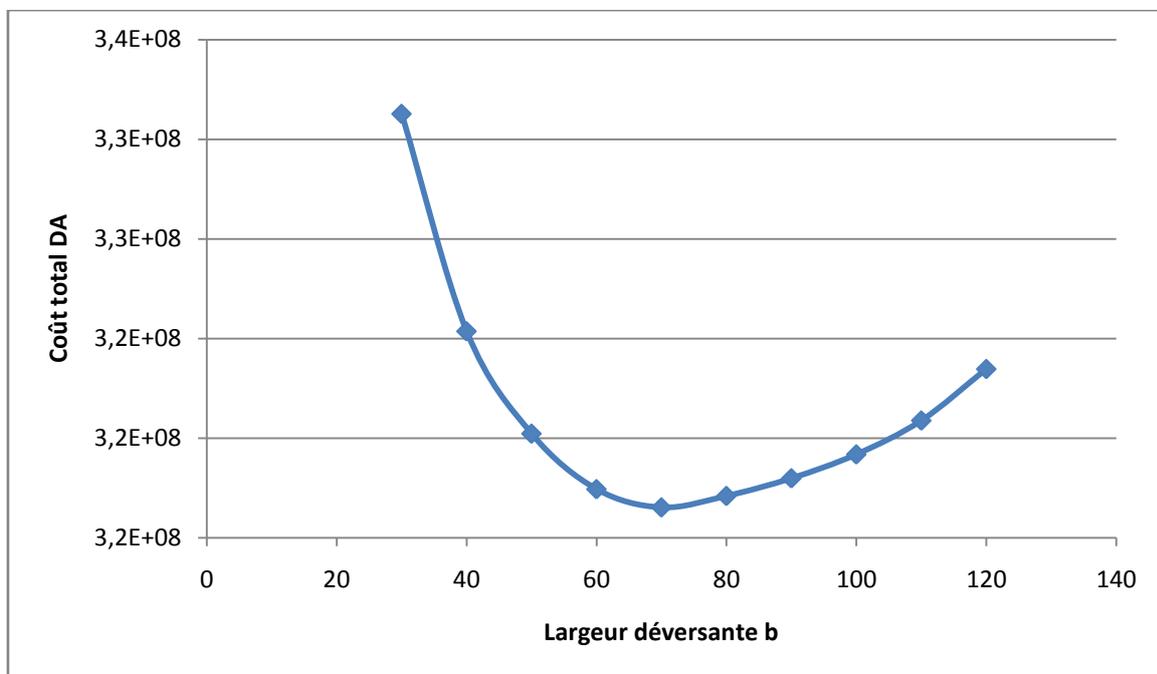
Le volume du déversoir sera donc: $V_{dev} = S * b$.

Avec : S: Section transversale sous le profil :

b: Largeur déversante.

Le coût de la digue, du déversoir ainsi que le prix total sont présentés dans le tableau suivant. Le prix du mètre cube du béton armé étant estimé à 22000 DA,

B (m)	Hd (m)	Volume de la digue	Coût de la digue (DA)	Volume du déversoir (m ³)	Coût du déversoir DA	Total
30	6.03	631960	315980013	774.3	17034600	333014613
40	5.08	605919	302959788	969.5	21329176	324288964
50	4.46	589209	2946043883	1162.5	25575000	320179383
60	4.00	577023	288511668	1338.1	29439168	317950836
70	3.65	567827	283913409	1513.9	33305580	317218989
80	3.375	560679	280339540	1697.2	37338400	317677940
90	3.15	554854	277426933	1862.0	40961250	318388183
100	2.94	549427	274713723	2028.8	44633600	319347323
110	2.77	545118	272559285	2188.5	48145900	320705185
120	2.643	541890	270945272	2355.8	51828480	322773752



A partir de cette courbe, il apparait que la largeur optimale du déversoir à considérer est de 70m. Elle correspond à une hauteur de déversement de 3.65 m

Les tableaux de calculs sont présentés ci-dessous

Tableau 1 : Calcul des paramètres de l'équation du bilan pour la largeur optimale (b=70m)

Hd (m)	Qd (m ³ /s)	Vd/2 (hm ³)	V(H) (hm ³)	V(H)-Vd/2	V(H)+Vd/2
0	0	0	0	0	0
0.5	54.26	0.1	0.551	0.453	0.649
1	153.48	0.28	1.151	0.875	1.427
1.5	281.96	0.51	1.741	1.233	2.249
2	432.10	0.78	2.351	1.570	3.132
2.5	606.68	1.09	2.971	1.879	4.063
3	797.51	1.44	3.601	2.165	5.037
3.5	1004.97	1.81	4.261	2.452	6.070
4	1227.84	2.21	4.931	2.721	7.141
4.5	1465.11	2.64	5.631	2.994	8.268
5	1715.96	3.09	6.331	3.242	9.420
5.5	1979.69	3.56	7.051	3.488	10.614
6	2255.69	4.06	7.768	3.708	11.828

Tableau 2 : Résultats d'application du processus de laminage, pour b=70m

Temps (h)	Q entrant	Qmoy	Vmoy	Hd (m)	Qsortant
0	0	0	0	0	0
1	14.3	7.15	0.026	0.019	0.42
2	57.2	35.75	0.129	0.111	5.68
3	128.69	92.94	0.335	0.327	28.67
4	228.79	178.74	0.643	0.683	86.54
5	357.48	293.13	1.055	1.152	189.74
6	514.77	436.12	1.570	1.683	335.22
7	700.66	607.71	2.188	2.235	512.89
8	915.15	807.9	2.908	2.791	715.78
9	1158.23	1036.69	3.732	3.355	943.01
10	1082.72	1120.48	4.034	3.646	1068.54
11	1010.56	1046.64	3.768	3.597	1046.90
12	941.69	976.12	3.514	3.465	990.03
13	876.01	908.85	3.272	3.317	927.01
14	813.46	844.74	3.041	3.167	864.83
15	753.97	783.72	2.821	3.019	805.14
16	697.44	725.7	2.613	2.875	748.23
17	643.82	670.63	2.414	2.765	694.11
18	593.02	618.42	2.226	2.598	642.68
19	544.96	568.99	2.048	2.465	593.86
20	499.57	522.26	1.88	2.335	547.56

21	456.77	478.17	1.721	2.208	503.67
22	416.49	436.63	1.572	2.085	462.13
23	378.65	397.57	1.431	1.965	422.86
24	343.18	360.92	1.299	1.849	385.78
25	309.99	326.59	1.176	1.725	350.84
26	279.02	294.60	1.060	1.625	317.98
27	250.18	264.60	0.953	1.518	287.12
28	223.40	236.79	0.852	1.415	258.23
29	198.60	211.00	0.760	1.314	231.25
30	175.71	187.15	0.674	1.217	206.11
31	154.65	165.18	0.595	1.124	182.78
32	135.34	144.99	0.522	1.033	161.2
33	117.71	126.53	0.455	0.946	141.32
34	101.68	109.70	0.395	0.863	123.09
35	87.18	94.43	0.340	0.784	106.44
36	74.13	80.65	0.290	0.708	91.34
37	62.45	68.29	0.246	0.635	77.71
38	52.06	57.25	0.206	0.567	65.5
39	42.9	47.48	0.171	0.502	54.64
40	34.88	38.89	0.140	0.442	45.07
41	27.92	31.40	0.113	0.385	36.71
42	21.96	24.84	0.90	0.333	29.5
43	16.92	19.44	0.07	0.285	23.35
44	12.71	14.81	0.053	0.241	18.17
45	9.27	10.99	0.04	0.202	13.89
46	6.51	7.89	0.028	0.166	10.41
47	4.36	5.43	0.02	0.135	7.63
48	2.75	3.55	0.013	0.108	5.47
49	1.59	2.17	0.008	0.085	3.82
50	0.81	1.20	0.004	0.066	2.61
51	0.34	0.58	0.002	0.051	1.74
52	0.10	0.22	0.001	0.038	1.14
53	0.01	0.06	0.000	0.029	0.74
54	0.00	0.01	0.000	0.021	0.48
55				0.016	0.31
56				0.012	0.20
57				0.009	0.13
58				0.007	0.08
59				0.005	0.05
60				0.004	0.04
61				0.003	0.02
62				0.002	0.01

63				0.002	0.01
64				0.001	0.01
65				0.000	0.00

Tableau 3 : Calcul du volume de la digue pour différentes largeurs

B=30 m Hd= 6.03m				
Hi (m)	Si (m)	Smoy (m)	L (m)	V (m ³)
0	0			
14.43	784.85	392.42	20	7848.48
25.43	2222.33	1503.59	20	30071.75
46.43	6982.61	4602.47	20	92049.35
63.66	12864.41	9923.51	20	198470.21
46.93	7128.19	9996.31	20	199926.11
21.43	1615.61	4371.90	20	87438.05
0	0	807.80	20	16156.077
Total				631960.02

B=40 m Hd= 5.08m				
Hi (m)	Si (m)	Smoy (m)	L (m)	V (m ³)
0	0			
13.48	694.08	347.04	20	6940.85
24.48	2068.31	1381.20	20	27.624.00
45.48	6707.84	4388.08	20	87761.60
62.71	12490.57	9599.21	20	191984.23
45.98	6850.59	9670.57	20	193411.38
20.48	1484.59	4167.58	20	83351.55
0	0	742.29	20	14845.95
Total				605919.58

B=50 m Hd= 4.46m				
Hi (m)	Si (m)	Smoy (m)	L (m)	V (m ³)
0	0			
12.86	637.59	318.79	20	6375.98
23.86	1970.36	1303.97	20	26079.57
44.86	6530.72	4250.53	20	85010.77
62.09	12248.50	9389.60	20	187792.13
45.36	6671.54	9460.02	20	189200.43
19.86	1401.72	4036.63	20	80732.67
0	0	700.85	20	14017.18
Total				589208.77

Chapitre IV

Choix des variantes

IV.1 Introduction

Simultanément à la recherche d'un site, on doit réfléchir aux différents types d'ouvrages envisageables, à la vue des conditions et contraintes locales.

Les barrages peuvent être classés selon leur type de construction comme suit:

- Les ouvrages rigides, en béton, qualifiés ainsi de par leur capacité de déformation relativement faible. Ils ne sont associés, sauf exception, qu'à des fondations rocheuses peu perméables.
- Les ouvrages souples, en terre, en enrochements...etc capables de suivre sans trop de dommages les mouvements de leur substratum. Ils sont évidemment, radicalement différents, dans leur conception, des précédents.

Les barrages en remblai peuvent être composés d'un seul matériau assurant à la fois la stabilité et l'étanchéité : on parle alors de barrage homogène. Pour les autres digues, la conception consiste à réaliser un noyau ou un parement amont dans des matériaux différents, capables d'assurer la fonction d'étanchéité : argile, béton bitumineux ou géomembrane. Les barrages en remblai, d'emprise au sol importante, n'engendrent pas de forte contrainte sur le sol.

IV.2 Variantes proposées

L'économie, la topographie, la morphologie de la vallée, la géologie, la géotechnique, et la disponibilité des matériaux de construction nous imposent le type de barrage à mettre en œuvre.

Dans plusieurs cas, en tenant compte de ces aspects, plusieurs types de barrages resteront possibles. Des considérations économiques permettront alors de décider.

La présence des matériaux locaux en grande quantité nous permet d'envisager un barrage en matériaux locaux. Trois types sont proposés :

IV.2.1 Barrage en terre homogène

C'est un barrage constitué d'un seul matériau qui garantit l'imperméabilité, accompagnée de dispositifs de drainage contre l'infiltration. Le remblai est constitué de matériaux du type

argile, argile sablonneuse, limons, sable limoneux, sable... etc. Il peut y avoir d'autres matériaux qui ne contribuent pas à la stabilité du barrage (enrochement et protection du talus et de la crête).

IV.2.2 Barrage en terre à noyau d'argile

Dans un barrage à noyau, les fonctions de résistance et d'étanchéité sont en quelque sorte séparées. La résistance est assurée par les recharges placées sur les flancs de l'ouvrage, et l'imperméabilité par le noyau central.

Le noyau au centre de l'ouvrage est constitué d'argile. Il sera tenu de part et d'autre par des recharges composées de terre plus perméable.

IV.2.3 Barrage en enrochement à noyau d'argile

Pour ce type de barrage, les enrochements assurent la fonction de résistance, tandis que l'étanchéité est assurée par un noyau en argile, posé au centre de l'ouvrage lui-même, l'inconvénient dans ce type de barrage est la stabilité des enrochements qui est assez difficile à assurer.

IV.3 Dimensionnement du barrage

IV.3.1 Hauteur du barrage

La hauteur du barrage est donnée par la formule suivante :

$$H_b = H_{NNR} + h_{dév} + R + t = 53 + 1.16 + 0.2 + 3.65 \cong 58 \text{ m}$$

IV.3.2 Pentes des talus

Les pentes des talus sont fixées par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations. En ce qui concerne le massif, pour déterminer la pente des parements on se donne en général des pentes qui paraissent optimales, compte tenu de la nature des matériaux, et on

vérifié par la suite par calcul de stabilité. On prend le fruit de talus selon le type et la hauteur du barrage comme le montre le tableau ci-après :

Tableau 32 Détermination des pentes des talus (CEMAGREF)

Hauteur de la digue (m)	Type du barrage	Fruit des talus	
		Amont	Aval
5 à 10m	Homogène granularité étendue	2	2
	Homogène à fort pourcentage d'argile	2,5	2,5
	Zoné	2	2,5
10 à 20m	Homogène, granularité étendue	2,5	2,5
	Homogène à forts pourcentage d'argile	3	2,5
	Zoné	2	3
>20 m	Homogène granulométrie étendue	3	2,5
	Homogène à fort pourcentage d'argile	3,5	2,5
	Zoné	3	3

Pour une hauteur du barrage supérieure à 20m, on fait le choix de la pente selon le type du barrage à étudier.

- Dimensionnement du noyau :

1. Les pentes du noyau :

Les pentes des talus sont obtenues à partir du tableau ci - dessous :

Tableau 33 Pentes des talus du noyau en fonction de la perméabilité

Perméabilité du noyau : K_n (m/s]	Pente n
$K_n < 10^{-10}$	0,2
$10^{-10} < K_n < 10^{-9}$	0,3
$10^{-9} < K_n < 10^{-8}$	0,4
$10^{-8} < K_n < 10^{-7}$	0,5

Ayant des perméabilités de l'ordre du 10^{-8} et du 10^{-9} , on prend: $n_1 = n_2 = 0.4$

2. La hauteur du noyau :

$$H_n = \begin{cases} NPHE + 1 & \text{si } h_v < 1 \\ NPHE + h_v & \text{si } h_v > 1 \end{cases}$$

Nous avons trouvé précédemment que $h_v = 0.85\text{m} < 1\text{m}$

Et la hauteur au NPHE = 55.75m et donc : $H_n = 56.75$

3. La largeur en crête du noyau

La largeur en crête du noyau est donnée par la formule $\frac{H_n}{10} < b_n < \frac{H_n}{6}$

AN : $5.675 < b_n < 9.45$ (m) on prendra alors : $b_n = 7\text{m}$

4. La largeur à la base du noyau :

Elle se calcule par la relation suivante: $B_n = b_n + (n_1 + n_2) * H_n$

AN : $B_n = 52.4\text{ m}$

5. Vérification du gradient hydraulique :

Le gradient hydraulique à l'intérieur du noyau doit avoir une valeur inférieure à la valeur admissible pour différents types de matériaux.

$$I = \frac{H_{amont} - H_{aval}}{B_n} < I_{admissible}$$

Avec :

H_{amont} est la hauteur de l'eau à l'amont du noyau $H_{amont} = NNR - NTN = 53\text{m}$

H_{aval} est la hauteur de l'eau à l'aval du noyau, $H_{aval} = 0\text{ m}$

B_n est la largeur à la base du noyau, $B_n = 52.4\text{m}$

Tableau 34 Gradient hydraulique admissible

Matériaux	$H_b > 80$	$60 < H_b < 80$	$40 < H_b < 60$	$20 < H_b < 40$
Argile compacte	1.50	1.60	1.8	1.95
Limon	1.05	1.15	1.25	1.35
Sable	0.70	0.80	0.90	1.00
Limon sableux	0.51	0.65	0.75	0.85
Sable fin	0.45	0.55	0.65	0.75

AN: $I = 1$ dans notre cas il s'agit d'une argile compacte, donc : $I_{admissible} = 1.8$

Et ainsi la condition est vérifiée.

IV.4 Etude économique des variantes

L'étude consiste en la comparaison économique des variantes, proposée susceptibles d'être projetées sur le site. Pour le calcul des prix des digues, on doit calculer le volume de chaque variante comme suit :

$$V_d = \sum V_i \quad \text{avec } V_i = \frac{S_i - S_{i+1}}{2} L$$

Avec :

V_i : le volume du barrage à la cote i .

L : Distance entre deux coupes voisines.

S_i : Section transversale correspondante à la coupe i , [$S_i = \frac{b_c + B_i}{2} H_i$]

B_i : Largeur de base [$B_i = b_c + (m_1 + m_2) * H_i$]

m_1, m_2 : Les fruits des talus

b_c : Largeur en crête.

H_i : Hauteur de la tranche au point i

IV.4.1 Variante A: Barrage homogène

Pour $m_1 = 3.5$ et $m_2 = 2.5$

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 35 Calcul du volume de la digue du barrage homogène

Hi (m)	Bi	Si (m2)	S moy (m2)	L (m)	V (m3)
0	11	0			
11,61	80,66	532,08	266,04	20	5320,8
22,61	146,66	1782,34	1157,21	20	23144,3
43,61	275,66	6250,62	4016,48	20	80329,6
60,84	376,04	11773,75	9012,18	20	180243,7
44,11	275,66	6322,28	9048,021	20	180960,4
18,61	122,66	1243,70	3782,99	20	75659,9
0	11	0	621,853	20	12437,0
					558096

On calcule le cout du barrage homogène en argile par la formule suivante :

$$P = V_{\text{tot}} * \text{Prix unitaire sachant que le prix unitaire d'argile} = 700 \text{ DA (Source ANBT)}$$

$$P = 390\ 667\ 246 \text{ DA}$$

IV.4.2 Variante B : Barrage en terre zoné

- **Cout du noyau central**

Pour le calcul du volume du noyau on procédera comme pour le calcul du volume du barrage homogène, les résultats sont présentés dans le tableau ci-après :

Tableau 36 Calcul du volume du noyau

Hi (m)	Si (m2)	S moy (m2)	L (m)	V (m3)
7	0			
16,288	180,13	90,065	20	1801,31
25,088	430,38	305,258	20	6105,17
41,888	1123,18	776,785	20	15535,70
55,672	1902,39	1512,789	20	30255,78
42,288	1143,11	1522,756	20	30455,13
21,888	330,42	736,771	20	14735,43
7	0	165,212	20	3304,24
				102192,78

Le cout revient à 71 535 100 DA

- **Calcul du cout de la recharge**

Les résultats de calcul du volume total de la digue avec la recharge obtenus sont représentés dans le tableau ci-dessous avec :

$$m_1 = m_2 = 3$$

Tableau 37 Calcul du volume du barrage homogène en alluvion

Hi (m)	Bi	Si (m2)	S moy (m2)	L (m)	V (m3)
0	11	0			
11,61	80,66	532,0863	266,04315	20	5320,863
22,61	146,66	1782,3463	1157,2163	20	23144,326
43,61	272,66	6185,2063	3983,7763	20	79675,526
60,84	376,04	11773,7568	8979,48155	20	179589,631
44,11	275,66	6322,2863	9048,02155	20	180960,431
18,61	122,66	1243,7063	3782,9963	20	75659,926
0	11	0	621,85315	20	12437,063
					556787,766

Le volume de la recharge est calculé comme suit :

$$V_{\text{recharge}} = V_{\text{total du barrage}} - V_{\text{noyau}} = 454\,594,986 \text{ m}^3$$

Le prix unitaire étant de 500 DA, le prix de la recharge sera de 227 297 493 DA

$$P_{\text{var.B}} = \text{Prix de la recharge} + \text{Prix noyau} = 298\,832\,593 \text{ DA}$$

IV.4.3 Variante C: Barrage en enrochement zoné

Pour $m_1 = m_2 = 3$, le volume d'enrochement est le même que celui de la recharge de la variante B.

$$V_{\text{enrochement}} = 454\,594,986 \text{ m}^3 \quad \text{Avec un prix unitaire de 1200 DA (Source ANBT)}$$

$$P_{\text{enrochement}} = V_{\text{enrochement}} * \text{Prix unitaire} = 545\,513\,983 \text{ DA}$$

Le cout du noyau d'argile est identique à celui de la variante B, $P_{\text{noyau}} = 75\,534\,948 \text{ DA}$

Le cout total est égal à 621 048 931 DA

IV.5 Choix de la variante

Le récapitulatif des coûts de chaque variante est présenté dans le tableau suivant

Tableau 38 Coûts des différentes variantes étudiées

Type de barrage	Prix total (DA)
Barrage homogène	390 667 246
Barrage en terre zoné	298 832 593
Barrage en enrochement zoné	621 048 931

IV.6 Conclusion

L'estimation des coûts de revient des digues pour, chaque variante proposée, a permis de mettre en relief l'avantage économique à projeter une digue en terre zoné. A la suite de ce choix, il devient possible de calculer le coefficient de rentabilité du barrage. Ce dernier correspond au rapport entre le volume d'eau stocké et le volume de terre contenu dans le corps du barrage. Le coefficient ($R=30.6$) dépasse la limite de rentabilité établie à 20 ce qui témoigne de bonne faisabilité du barrage d'un point de vue économique.

Chapitre V

Etude de la variante choisie

V.1 Introduction

Dans ce présent chapitre, il sera question de l'étude détaillée de la variante choisie ainsi que des ouvrages annexes au barrage

V.1.1 Dimensionnement de la digue

Les résultats du dimensionnement définis précédemment sont repris dans le tableau suivant :

Tableau 39 Paramètres du barrage

Paramètres		Valeurs	
Digue	Revanche R		1.16 m
	Hauteur du barrage H_b		58 m
	Largeur en crête b_c		11 m
	Largeur à la base B		363.5 m
	Pente des talus	Amont m_1	3
Aval m_2		3	
Noyau	Pente des talus	Amont n_1	0.4
		Aval n_2	0.4
	Hauteur du noyau H_n		56.75 m
	Largeur en crête b_n		7 m
	Largeur à la base B_n		52.4 m

A partir de ces données la suite des paramètres caractéristiques du barrage seront calculés

V.1.1.1 Longueur en crête du barrage

La longueur en crête du barrage défini à partir des caractéristiques morphologiques de la vallée est de 170 m.

V.1.1.2 Les bermes

Les bermes ont pour rôles d'augmenter la stabilité de la digue, et de permettre la circulation des engins pendant la construction, l'entretien et l'auscultation de celles-ci. On prévoit des bermes pour les barrages dont la hauteur est supérieure à 15 m. Elles sont situés tous les 15 m à partir du NTN, avec une largeur de 3 m environ pour permettre la circulation des engins lors de la construction et par la suite pour l'entretien du barrage.

- Talus aval :

Les bermes au talus aval servent à l'évacuation des eaux de ruissellement Elles permettent d'effectuer des contrôles pendant l'exploitation du barrage. Dans notre cas, on propose deux bermes de 3 m de largeur chacune aux côtes : 370 m NGA, 391m NGA.

- Talus amont :

Les bermes sont projetées au niveau du parement amont, afin d'augmenter la stabilité des talus, pour notre cas nous avons proposé une berme de 3m de largeur à la côte 380 m NGA.

V.1.1.3 Protection de la crête et des talus

Les talus doivent être protégés l'érosion provoquée par le batillage des vagues, le ruissellement des eaux de pluies, l'action des vents.

- La crête : La crête doit être constituée de matériaux insensibles à l'eau, et à la circulation des véhicules, la couche de protection doit être méthodiquement compactée. Pour un barrage zoné, on prévoit une épaisseur de recouvrement en gravier bitumineux de 10 cm et une couche de 20 cm de pierres caillouteuses, avec une petite pente (3 à 4 %) vers l'amont, afin d'empêcher toute stagnation des eaux (Infiltration dans le corps du barrage)
- Talus aval : On peut utiliser l'une des deux solutions suivantes pour la protection du parement aval: protection avec une couche de rip-rap ou protection végétale, cette deuxième solution exigeant une manutention adéquate qui est difficile à garantir dans un climat comme celui de Biskra. Pour sa protection, on utilise l'enrochement de pierre reposant sur un filtre (lit de gravier et sable) d'épaisseur 30 cm.
- Talus amont : L'enrochement est la solution la plus utilisée pour la protection du talus amont exposé au batillage des vagues. C'est également la solution la plus économique et cela quel que soit le type de digue.

V.1.1.4 Classification du barrage

La classification est basée sur la constitution de l'ouvrage et sa fondation. En se référant au tableau 42, il est possible de voir que le barrage Branis est de classe III

Tableau 40 Classification des barrages selon la norme SNIP

Type de sol	Classe du barrage			
	I	II	III	IV
	Hauteur du barrage			
Rocheux	> 100	70 - 100	25 - 70	< 25
Sablonneux, argileux non plastique	75	35 – 75	15 - 35	< 15
Argileux plastique	> 50	25 – 50	15 - 25	< 15

V.2 Etude des infiltrations

Les infiltrations d'eau à travers le corps du barrage en terre et sous ses ouvrages se produisent sous l'effet de la charge d'eau au bief amont

L'étude d'infiltration nous permet de déterminer :

- La ligne de saturation du massif du barrage.
- La pression de l'eau interstitielle et le débit de fuite dû aux infiltrations.
- Les infiltrations qui se produisent à travers le barrage ou sa fondation.

V.2.1 Hypothèses de calcul

La ligne de saturation est une ligne où la pression hydrostatique est nulle. Elle est fonction des caractéristiques des matériaux de construction, et est déterminée sur la base de la parabole de Kozény . Les hypothèses de calcul sont les suivantes :

- Le matériau du barrage est supposé homogène et isotrope.
- Les composantes des vitesses d'écoulement perpendiculaires à ce plan sont considérées comme nulles.
- Le coefficient d'infiltration est constant et ne dépend pas de la température.
- La couche imperméable a un coefficient d'infiltration nul
- L'écoulement du débit de fuite est supposé laminaire et permanent
- La charge à l'amont est constante.

- La position de la ligne phréatique ne dépend pas de la qualité du matériau en terre homogène, elle dépend du niveau de l'eau à l'amont et à l'aval ainsi que des caractéristiques géométriques du barrage.

V.2.2 Ligne de saturation - Méthode de Kozény

Kozény considère uniquement l'étude d'infiltration à travers le noyau (barrage homogène).

Il a été montré que dans un barrage en terre homogène non drainé, la ligne de saturation, pouvait être assimilée à une parabole de foyer A situé au pied du parement aval du barrage, d'axe AX et dont l'équation est:

$$(x+y_0)^2 = x^2 + y^2$$

Casagrande a montré que la ligne de saturation BC_1 dans le massif se confond sensiblement avec la parabole de Kozény qui passe par B_2 tel que $BB_2 = 0.3b$ (b = projection horizontale du parement amont au NNR). Le point B_2 a pour coordonnées : $x=d$ (d étant la largeur en base du barrage diminuée de $0.7b$) et $y=h_{am}$. Donc l'équation de la parabole de Kozény donne :

$$y_0 = (d^2 + h_{am}^2)^{0.5} - d$$

L'application numérique donne :

$$\alpha_n = \tan^{-1}(1/0.4) = 68,2^\circ$$

$$\text{Pour } h_{am} = 53 \text{ m, } b = 53 / \tan(68,2) = 21.2 \text{ m}$$

$$\text{Pour } B_n = 53.12 \text{ m } d = B_n - 0,7b = 38.3 \text{ m}$$

On trouve un y_0 de 27 m, à partir duquel il est possible de tracer la parabole de Kozény

Le tableau suivant donne les coordonnées de la parabole de Kozény calculées à partir de

l'équation $y = \sqrt{(x + y_0)^2 - x^2}$

x(m)	0	5	10	15	20	25	30	35	38.3
y (m)	27.10	31.71	35.73	39.34	42.64	45.71	48.58	51.30	53.00

La parabole de KOZENY coupe le plan d'eau amont en un point B situé à une distance horizontale du talus : $B_2B = 0.3 b = 6.36\text{m}$.

Pour obtenir la ligne de saturation à partir de la parabole de KOZENY, on raccorde celle ci au point B_2 du plan d'eau amont par une courbe normale au talus amont du noyau en B_2 et tangente à la parabole.

En aval, cette même parabole coupe le talus aval du noyau au point C_1

A partir de l'abaque de Casagrande, on tire la valeur de C, qui est fonction de l'angle α

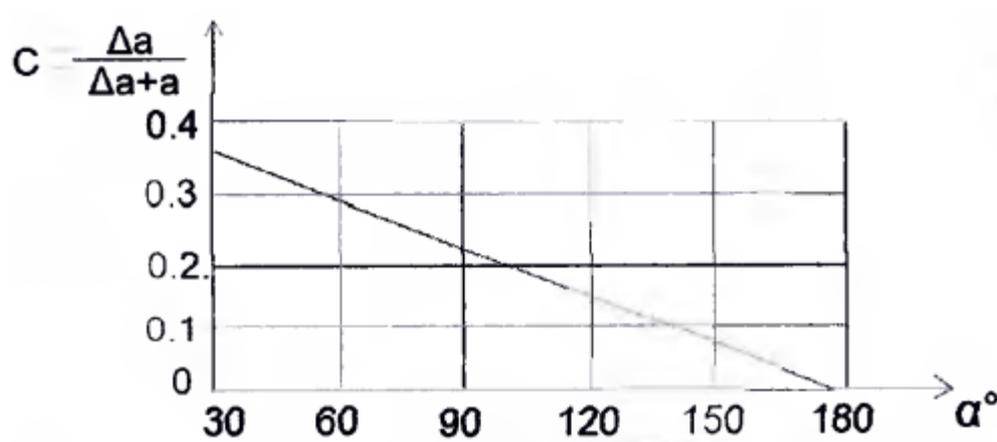


Figure 18 Abaque de Casagrande

Pour un angle α de 68.2° , on trouve un C de 0.27

A partir des équations $C = \frac{\Delta a}{a + \Delta a}$ et $\Delta a + a = \frac{y_0}{1 - \cos \alpha}$ on obtient :

$\Delta a = 11.6 \text{ m}$, $a = 31.4 \text{ m}$ et $e = a \tan \alpha = 30 \text{ m}$

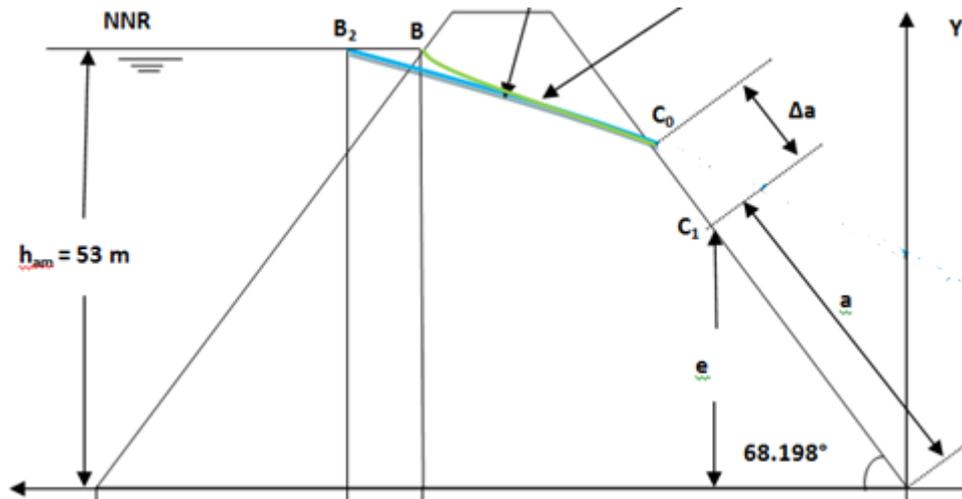


Figure 19 Ligne de saturation

V.2.3 Débit de fuite

L'expérience a montré que pour un massif homogène et isotrope et en première approximation, on peut utiliser la formule suivante :

$$q = Ky_0 \quad \text{Avec} \quad q : \text{débit de fuite (m}^3/\text{s)}$$

K : coefficient de perméabilité, $K=10^{-9}\text{m/s}$ (argile compacte)

$$q = 27.10^{-9} \text{ m}^3\text{s}^{-1}\text{ml}^{-1}$$

Le débit total à travers la digue sera de: $Q = q.L = 9.85,10^{-6}\text{m}^3/\text{s}$

Le débit de fuite en une année sera de: $Q_{\text{an}} = 310.63 \text{ m}^3/\text{an}$

Cette valeur de débit de fuite est sensiblement négligeable par rapport au volume d'eau stocké.

V.3 Drains et filtres

Un drain est un organe destiné à évacuer les eaux provenant d'une filtration à travers un massif ou d'un ressuyage.

Un filtre est un organe destiné à bloquer la migration des particules fines éventuellement entraînées par la circulation de l'eau dans un massif.

Filtres et drains sont le plus souvent associés, le filtre peut jouer lui-même le rôle de drain surtout dans les petits ouvrages.

V.3.1 Constitution des drains et filtres

Les drains sont constitués, soit de graviers perméables, soit de tuyaux en béton poreux ou en plastique perforé également entourés d'une couche de gravier.

Les filtres sont constitués de couches successives de matériaux perméables, de granulométries de plus en plus fines assurant la transition entre le drain et les éléments fins des terres drainées.

V.3.2 Calcul des filtres

Lors du passage d'une couche à granulométrie déterminée à une autre de particules plus grandes, on vérifie les conditions de TERZAGHI, afin d'éviter les phénomènes de déformation sous la force de percolation des eaux d'infiltration (phénomène de renard) pour cela chaque couche doit répondre aux conditions de non entraînement des fines particules "conditions de filtres".

Soit d_x la dimension caractéristique du matériau fin à drainer, c'est-à-dire le diamètre du tamis pour lequel on enregistre $x\%$ en poids dépassant lors du tamisage granulométrique. Soit D_x celle relative au matériau adjacent (plus grossier) constitutif du filtre ou du drain.

- ✓ Condition de perméabilité :
- ✓ Condition de non entraînement des fines

Ces deux conditions se réunissent dans la formulation suivante :

$$4d_{85\%} > D_{15\%} > 5d_{15\%}$$

En se basant sur la courbe granulométrique disponible, on obtient les dimensions suivantes :

Couche 1: $d_{15\%} = 0.0017$ et $d_{85\%} = 0.016$ pour un diamètre de fuseau $0.0068 < D_{15\%} < 0.08$ mm

Couche 2: $d_{15\%} = 0.0115$ et $d_{85\%} = 0.12$ pour un diamètre de fuseau $0.046 < D_{15\%} < 0.6$ mm

Couche 3: $d_{15\%} = 0.095$ mm et $d_{85\%} = 0.55$ pour un diamètre de fuseau $0.38 < D_{15\%} < 2.75$ mm

Couche 4: $d_{15\%} = 0.37$ mm et $d_{85\%} = 2.2$ mm pour un diamètre de fuseau $1.48 < D_{15\%} < 11$ mm

V.3.3 Dimensionnement du drain tapis

Pour intercepter les infiltrations dans le massif d'un barrage en terre on dispose habituellement dans la partie aval du massif et au contact de celui-ci avec les fondations, d'un drain-tapis filtrant destiné à rabattre la ligne phréatique à l'intérieur du massif. Ce drain s'étend sur 1/4 à 1/3 de l'emprise du barrage

La longueur transversale du barrage est de 363.5 m. la longueur du drain sera donc de $L_d=100$ m. L'épaisseur totale du tapis (drain et filtre) sera de 100 cm

V.3.4 Dimensionnement du prisme aval

Les caractéristiques du prisme sont les suivantes

- Hauteur :

La hauteur du prisme est comprise entre 0.15 à 0.2 fois la hauteur du barrage

$$H_p = (0.15 - 0.2) H_b \text{ Avec : } H_b = 58 \text{ m}$$

On considère que $H_p = 10$ m

- Largeur eu crête

La largeur du prisme est comprise entre 1/4 à 1/3 de son hauteur

$$b_p = [1/3 \sim 1/4] H_p = 3 \text{ m}$$

- Les pentes du prisme :

Pour la pente du prisme on garde la pente du talus de la digue pour avoir plus de stabilité.

$$m_1 = m_2 = 3$$

- La largeur à la base du prisme :

$$\text{Elle est exprimée par : } B_p = b_p + (m_1 + m_2) H_p = 63 \text{ m}$$

V.3.5 Etanchéité de la fondation

La perméabilité étant faible, un voile d'injection de faible ampleur sera nécessaire afin de réduire les éventuelles fuites vers l'aval. Celui-ci devra être incliné vers une des rives pour recouper les fractures verticales d'orientation amont aval.

V.4 Etude de stabilité

L'étude de la stabilité d'un barrage en terre est celle de la stabilité de ses talus amont et aval sur sa fondation. Il n'existe pas de méthode globale permettant de calculer la stabilité d'un tel système sans faire d'hypothèses. Pour arriver à un résultat, on est obligé de se donner la forme de la surface de rupture au contact de laquelle il peut y avoir glissement (on prend en général, une surface cylindrique circulaire à axe horizontal, qui apparaît comme un cercle appelé cercle de glissement dans une coupe verticale de la digue. Cette hypothèse est bien conforme aux observations sur le glissement du talus.

Il est important de signaler que jusqu'à ce jour, ce domaine reste ouvert à toutes suggestions, améliorations et approfondissements pour la bonne connaissance des phénomènes mécaniques qui peuvent induire la masse sujette au glissement,

Conséquences de l'instabilité des talus :

- Déformation ou rupture des dispositifs internes de drainage
- Rupture des canalisations de vidange ou de prise d'eau.
- Interception et remontée de la ligne de saturation et augmentation du débit de fuit (conséquence indirecte).

V.4.1 Méthode de calcul

Pour l'appréciation de la stabilité du remblai compacté du barrage de Branis et la vérification des valeurs des fruits des parements adoptées, nous avons utilisé la méthode de BICHOP

Pour réaliser cette étude nous allons tenir compte des données suivantes

- De la géométrie de la digue
- Des caractéristiques des matériaux utilisés
- Des différents niveaux d'eau dans la cuvette en fonction de l'exploitation du barrage (niveau de retenue normale et vidange rapide).
- Du niveau piézométrique dans les différentes couches.
- De l'accélération de la pesanteur en cas de séisme
- .

Le calcul se fait pour trois cas de fonctionnement:

- Fin de construction (Talus aval et talus amont);
- Fonctionnement normal (Talus aval);
- Vidange rapide (talus amont).

Tableau 41 Coefficients de stabilité admissible

Combinaison des charges et des actions	Classe de l'ouvrage			
	1	11	111	IV
Fondamentales (sans séisme)	1,20 - 1,30	1,15 - 1,20	1,10- 1,15	1,05 - 1,10
Singulières (Avec séisme)	1.05+1.10		1,05	

Le barrage de Branis étant de classe III, le coefficient admissible est donc :

- sans séisme : $K_{adm} = 1,1 - 1.15$
- avec séisme : $K_{adm} = 1.05$

Pour chaque cas de fonctionnement et pour les deux talus, on calcule le coefficient de sécurité sans séisme et avec séisme, puis on les compare aux coefficients de sécurité admissibles afin de vérifier la stabilité de nos talus.

Le coefficient de sécurité est égale à : $K_S = M_{résis} / M_{mot}$

Avec :

$M_{résist}$: les moments résistants.

M_{mot} : les moments moteurs.

V.4.2 Résultats

Le calcul de la stabilité des pentes de la digue de Branis a été effectué par le biais du logiciel
Slide V5

Les caractéristiques mécaniques des différents matériaux du corps et de la fondation de la digue sont :

Tableau 42 Caractéristiques mécaniques des fondations

Désignation	Poids volumique (kN/m ³)	Cohésion (kPas)	Angle de frottement
Recharge de la digue	19.5	0.25	28.5
Noyau argileux	19.5	0	24
Fondation	19	0.565	22

Seul les cas les plus défavorables seront envisagés, à savoir :

- Vidange rapide

Pour ce dernier, l'abaissement rapide du plan d'eau entraîne un écoulement en régime transitoire dans la digue. L'état critique se situant juste après vidange, les pressions hydrostatiques internes ne s'étant pas dissipées, dans ce cas les moments stabilisants seront dus au poids saturé.

$$\text{Sans séisme : } K_{as} = \frac{\sum (N_n - P) \operatorname{tg} \phi + \sum CdL}{\sum T_n}$$

$$\text{Avec Séisme : } K_{as} = \frac{\sum (N_n - P) \operatorname{tg} \phi + \sum CdL}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum aG_n d_n}$$

Avec :

dL: Longueur déployée de la surface de rupture

a: Coefficient d'intensité sismique de la zone

dn: Bras de levier (en m).

R : Rayon du cercle de glissement.

N: Contrainte normale.

$$N_n = G_n \cdot \cos \alpha_n$$

α_i : angle vertical de la tranche. $G_n = b_n (\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \gamma_3 h_3)$

Avec :

b_n : Largeur de la tranche.

γ_1 : Densité humide utilisée au-dessus de la ligne phréatique.

γ_2 : Densité saturée utilisée au-dessous de la ligne de saturation.

γ_3 : Densité du massif de la fondation.

T: Contrainte tangentielle.

$$T_n = G_n \cdot \sin \alpha$$

ϕ : Angle de frottement interne. P: Pression interstitielle.

$$P = \gamma_w \cdot h_n \cdot l_n$$

- Fin de construction

Les pressions interstitielles sont à leur maximum, le drainage n'a pas encore eu lieu, le calcul se fera alors en contraintes effectives en considérant les densités de mise en place des terres (95% Proctor).

$$\text{Avec séisme : } K_{as} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \phi + \sum CdL}{\sum T_n}$$

$$\text{Sans séisme : } K_{as} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \phi + \sum CdL}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum aG_n d_n}$$

- Fonctionnement normal

De même que pour la fin de construction, le calcul se fait en contraintes effectives en tenant compte de l'écoulement à l'intérieur de la digue due aux infiltrations

$$\text{Avec séisme : } K_{as} = \frac{\sum (N_n - P) \operatorname{tg} \phi + \sum CdL}{\sum T_n}$$

$$\text{Sans séisme : } K_{as} = \frac{\sum (N_n - P) \operatorname{tg} \phi + \sum CdL}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum aG_n d_n}$$

Les résultats de calcul de la stabilité pour chaque cas, sont présentés dans le tableau suivant :

<i>Cas de sollicitation</i>		<i>Coefficient de sécurité</i>	
		<i>Avec séisme 1.05</i>	<i>Sans séisme 1.15</i>
<i>Fonctionnement normal</i>	Talus aval	1.062	1.136
<i>Fin de construction</i>	Talus aval	1.070	1.636
<i>Vidange rapide</i>	Talus amont	1.292	1.179

D'après les résultats obtenus, Les coefficients de sécurité minimum calculés restent supérieurs aux valeurs admissibles. La stabilité du talus est donc assurée.

Ci-dessous sont représentés les schémas obtenus à partir de Slide V5

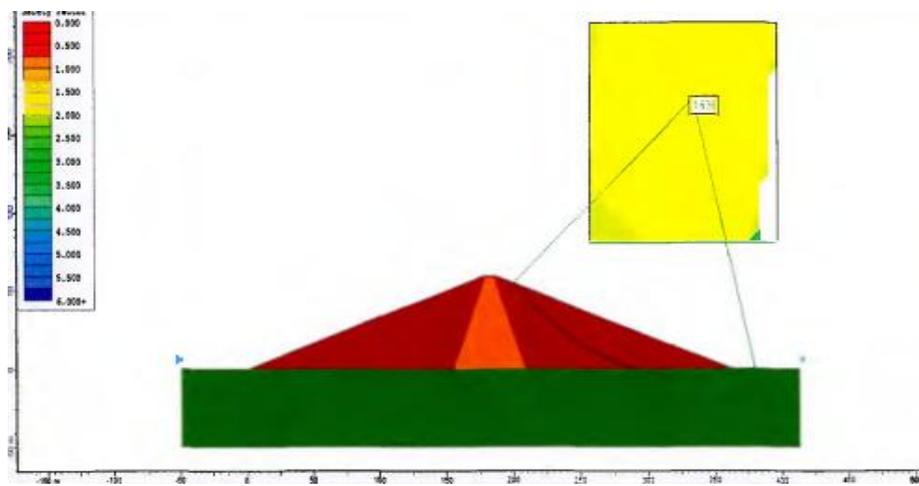
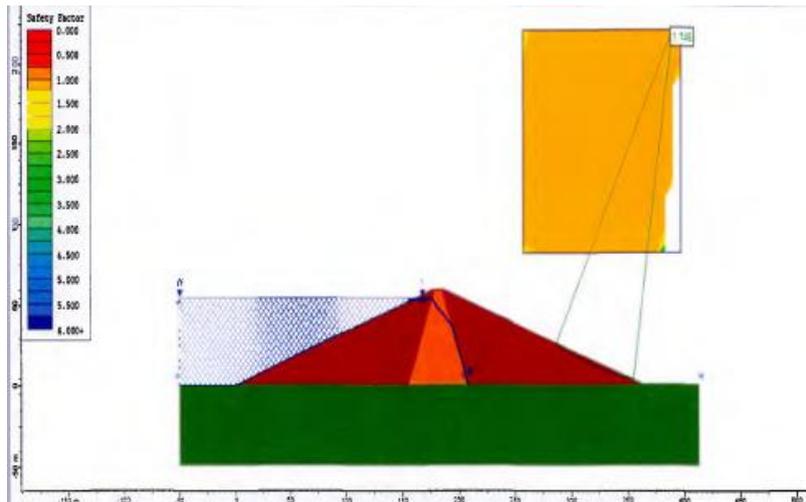


Figure 20 Talus aval en fin e construction



V.5 Dimensionnement des ouvrages annexes

Le tracé de l'évacuateur de crues, doit répondre aux critères suivants:

- Etre suffisamment éloigné du pied aval de la digue;
- Etre le plus rectiligne que possible;
- Etre plus ou moins orthogonal aux courbes de niveau pour minimiser le volume d'excavations;

Au vu des différents critères de choix cités ci-dessus, pour notre projet, on opte pour un déversoir latéral à entonnement frontal, implanté dans la rive droite qui présente une pente douce par rapport à la rive gauche, d'où un volume d'excavation moins important

L'évacuateur de crues est constitué des éléments suivants :

- Un canal d'approche.
- Un déversoir.
- Un chenal.
- Un convergent
- Un coursier.
- Un bassin de dissipation.
- Un canal de restitution.

Les données de départ sont les suivantes:

- Largeur du déversoir $b = 70$ m
- lame déversée $H = 3.65$ m
- Côte du niveau normal de la retenue: $NNR = 414$ m
- Débit évacué latéralement $Q = 1555.23$ m³ /s

V.5.1 Canal d'approche

Le canal d'approche est un dispositif qui permet de réduire au minimum les pertes de charges et de guider la crue vers le seuil déversant, généralement l'écoulement est calme avec une vitesse faible.

- Vitesse d'approche

La vitesse est donnée par la relation suivante: $V_{app} = \frac{Q}{(P+H)b}$

Avec : b : largeur du déversoir.

Q : débit évacué.

H : la lame déversée

P : la pelle, la hauteur du seuil

$V = 4.8$ m/s

- Hauteur des murs du canal d'approche

Elle est donnée par la formule : $H_{canal} = h + Re$ Avec : h : lame déversée

Re : revanche,

La hauteur du mur est de m

- Epaisseur des murs et du radier :

Epaisseur du radier : $e_1 = H/12 = 34$ cm

Epaisseur des murs : $e_2 = H/24 = 17$ cm

V.5.2 Le déversoir

Un profil de type Creager sera privilégié. Ses coordonnées sont données par l'équation suivante : $Y = \frac{X^{1.85}}{2 \cdot H^{0.85}}$ Avec H : Charge sur le déversoir (m).

Tableau 43 Coordonnées graphiques du profil du déversoir

Y (m)	0	0	0.2	0.4	0.6	0.9	1.3	1.7	2.2	2.7	3.3
X (m)	0	0.5	1	1.5	2	2.5	3	3.5	4	4.5	5

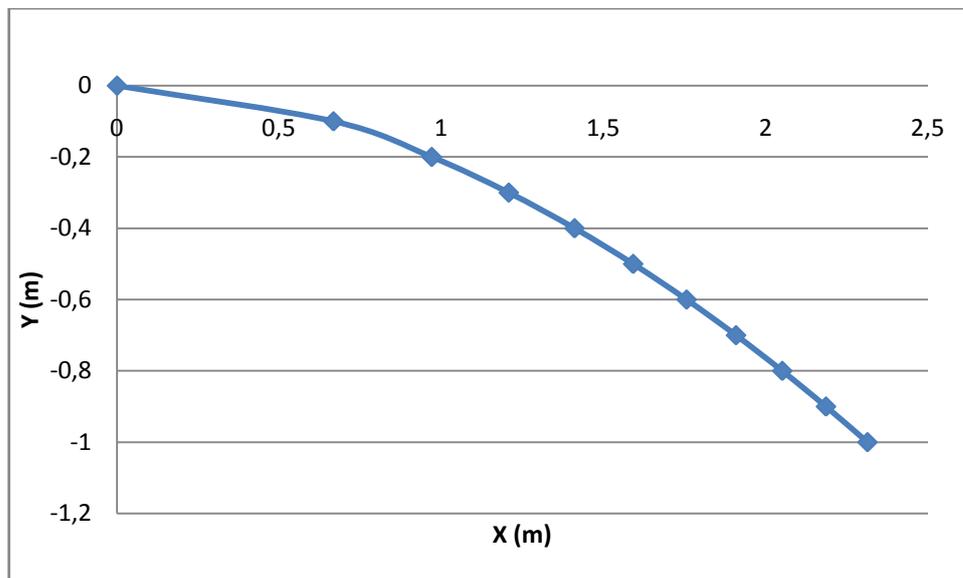


Figure 21 Profil du deversoir

- Hauteur d'eau à la sortie du déversoir H_s

En appliquant l'équation de Bernoulli entre l'amont et l'aval du déversoir on obtient:

$$H_{am} + \frac{V_{am}^2}{2g} + \frac{P_{am}}{\rho g} = H_s + \frac{V_{av}^2}{2g} + \frac{P_{av}}{\rho g} \text{ Avec } H_{am} = H_{dev} + P$$

A partir de ces deux équation, on trouve $H_s = 1.268$ m

La hauteur des murs du déversoir est la même que le canal d'approche.

V.5.3 Le chenal d'écoulement

Le chenal devra être rectiligne sur une longueur de 8m, avec une faible pente qui assure un régime fluvial. Afin de vérifier les conditions d'écoulement :

- La hauteur normale doit être supérieure à la hauteur critique.
- La pente critique doit être supérieure à la pente normale.

- Hauteur critique par la formule suivante : $H_c = \sqrt[3]{\frac{1}{g} * \left(\frac{Q}{b}\right)^2}$

Où : Q : débit de projet laminé

b : largeur du déversoir

On trouve une profondeur de 2.39 m

- Hauteur normale H_n : $Q = K S_n R_{hn}^{2/3} I^{1/2}$ Avec K : coefficient de rugosité. Par approximations successive, on trouve $H_n = 3.26$ m

La pente critique quant à elle, est obtenue à partir de la formule de Manning-Strickler

$$Q = K . S . R_H^{2/3} I^{1/2} , \quad I_{cr} = \left[\frac{Q(b + y_c)^{2/3}}{K(b . y_c)^{5/3}} \right]^2$$

La pente critique étant de 0.15%, on choisira une pente de 0.10%

V.5.4 Le convergent

Le convergent est l'ouvrage intermédiaire entre le tronçon rectangulaire du 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.

La longueur du convergent est estimée par la formule suivante :

$$L = 2,5 (b_1 - b_2)$$

Ou : b1 : La largeur au plafond du bief amont $b_1 = 70$ m

b2 : La largeur au plafond de la section de contrôle $b_2 = 35$ m

La longueur du convergent est de 87.5m.

- Epaisseurs des murs et du radier:

L'épaisseur des murs et du radier est fonction de la hauteur finale des murs de ce tronçon du chenal, ($H_{\text{mur}}=4\text{m}$)

Avec : Epaisseur du radier : $e_1= H/12$

Epaisseur des murs : $e_2= H/24$

D'où : $e_1= 34 \text{ cm}$ et $e_2= 17 \text{ cm}$

V.5.5 Le coursier

Dans le coursier, le type d'écoulement doit être torrentiel, et pour cela il faut que:

- La hauteur normale soit inférieure à la hauteur critique.
- La pente critique soit inférieure à la pente normale

- Calcul de la hauteur critique h_{cr} : $H_{cr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}}$, on trouve $h_{cr}= 3.69 \text{ m}$

- Calcul de la hauteur normale h_n :

$$Q = K S_n R_{hn}^{2/3} \sqrt{I} Q = \frac{Q}{KI^{1/2}} - h_n b \left[\frac{h_n b}{b + 2h_n} \right]^{2/3} \quad \text{Avec } K: \text{coefficient de rugosité, } K=1/0.014$$

On détermine h_n par approximations successives et on trouve $h_n=1.02$

- Calcul de la pente critique :

La pente critique dans le coursier doit être inférieure à la pente du fond pour avoir un écoulement torrentiel, elle se calcule par la formule suivante :

$$I_{cr} = \left[\frac{Q^2}{K^2 S^2 R_h^{4/3}} \right] \quad \text{AN : } I_{cr} = 0,16 \%$$

- La pente normale est choisie de telle sorte qu'elle soit supérieure à la pente critique, dans notre cas on a opté pour une pente de: 0.2%

V.5.6 Vidange de fond

Le dimensionnement de la vidange de fond s'effectue sur le principe de pouvoir vidanger le barrage en dix jours

Le débit de vidange est de $19 \text{ m}^3/\text{s}$, obtenu à partir de la formule suivante : $Q = \frac{V_U}{T} + Q_0$

Où Q_0 : Débit entrant de l'Oued

V_U : volume utile de retenue

T : temps de vidange en seconde estimé à 10 jours à raison de 16 h/j.

La section de la conduite est calculée en utilisant la formule suivante : $Q = \mu S \sqrt{2gh}$

Avec Q : Débit de la vidange de fond (m^3/s).

h : charge disponible

μ : Coefficient de débit

On obtient $S = 0.98 \text{ m}^2$ ce qui correspond à un diamètre de 1200 mm

V.5.7 Prise d'eau

Le diamètre de la conduite de prise d'eau sera fonction de la demande mensuelle maximale Cette dernière s'élève à 1.119 Mm^3

$Q_{\max} = \frac{V_{\max}}{T}$ Avec un temps de 31 jours à raison de 12 heures par jour

On trouve un débit de $8.35 \text{ m}^3/\text{s}$

En sachant que $Q = \mu S \sqrt{2gH}$ où μ : coefficient de débit.

S : section de la conduite en m^2 .

On trouve une surface 0.83 m^2 qui correspond à un diamètre de 1000 mm

Chapitre VI

Organisation de chantier

VI.1 Introduction

L'organisation de chantier consiste à déterminer et à coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour accomplir les travaux d'exécution dans des meilleures conditions possibles,

Afin d'atteindre ces objectifs, il est impératif de :

- Définir avec précision les méthodes d'exécution, les modes opératoires permettant la mise en pratique des techniques modernes de construction avec un haut rendement
- Repartir et coordonner les tâches par la contraction d'une main d'œuvre spécialisée.
- Structurer convenablement les postes de travail
- Synchroniser les tâches et réduire les temps de travaux

VI.2 Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier

Avant d'entrer dans le vif du sujet relatif au chantier de réalisation d'un barrage, il paraît indispensable de rappeler les rôles des différentes personnes amenées à intervenir dans l'acte de construction.

VI.2.1 Maître de l'ouvrage

Appelé couramment le client, c'est une personne physique ou morale qui définit la commande. Son rôle est de conclure le marché, assurer le financement, réceptionner l'ouvrage et procéder au paiement. Après la réception des ouvrages, il en est le propriétaire et parfois le gestionnaire. Généralement le maître de l'ouvrage conclut deux contrats le premier avec l'entreprise et le second avec le maître d'œuvre.

VI.2.2 Maître d'œuvre

C'est le conseiller artistique et technique que le maître de l'ouvrage s'adjoit pour réaliser toutes les tâches ou quelques unes. Il peut être une personne physique ou morale chargée de recevoir l'ouvrage, d'établir le dossier de consultation des entreprises, d'assister le maître d'ouvrage dans le dépouillement des offres, de contrôler l'exécution des travaux et de proposer leur réception et leur règlement, après en avoir établi le décompte.

Pour le cas d'un barrage, le maître d'œuvre est souvent chargé, en outre d'interpréter son auscultation jusqu'à l'achèvement de la phase de la mise en eau et de régler le rapport de la première mise en eau.

VI.2.3 L'entrepreneur

Personne physique (entrepreneur personnel) ou morale (société), titulaire d'un marché conclu avec le maître d'ouvrage, chargée de l'exécution des travaux et, parfois, de la conception détaillée des ouvrages. L'entrepreneur est responsable du chantier et de l'ouvrage en cours de construction tant que celui-ci n'a pas été réceptionné.

VI.3 Installations du chantier

VI.3.1 Installations destinées au personnel

Ce sont généralement les dortoirs, vestiaires, réfectoires, installations sanitaires, infirmerie, salles de repos et les locaux administratifs, ces installations sont en :

- Maçonnerie
- Bâtiments démontables
- Bâtiments préfabriqués non démontables ;
- Roulotte

VI.3.2 Installations destinées au stockage des matériaux

- **Les agrégats**

Les agrégats destinés à la fabrication du béton (sable, graviers) doivent être contrôlés à leur réception ; il convient de vérifier la granulométrie en prélevant des échantillons. Pour le sable il est important de vérifier la teneur en éléments fins par un essai d'équivalent de sable.

Les agrégats seront stockés en plein air, seulement nous prévoyons un cloisonnement entre les différents types d'agrégats pour éviter leur mélange et de ce fait faciliter le dosage du béton

- **Le ciment**

Le ciment sera stocké soit dans des silos métalliques, soit dans des baraquements en bois ou en métal. A sa réception il est nécessaire de procéder à un contrôle de température et à certaines analyses de laboratoire tel que la mesure de la résistance et du temps de prise.

- **Les aciers**

Les aciers doivent être rangés dans des baraquements pour être protégés contre la forte humidité, on peut également les stocker dans des hangars à simple toiture montée sur des poteaux.

- **L'eau**

L'eau en tant qu'élément important sur chantier, nécessite des moyens de stockage considérables (citerne roulante, réservoir surélevé en acier pour alimenter de façon gravitaire les centrales à béton).

- **Le béton**

Il se compose de sable, graviers de différentes granulométries, d'un liant hydraulique (ciment ou autres) et d'eau, la précision est de plus en plus grande et exigée. Pour sa fabrication on prévoit des centrales à bétons pas loin du site du barrage.

- **Fabrication des granulats**

Les granulats seront fabriqués dans les stations de concassage situées sur l'oued Branis dont les ballastières d'exploitation sont connues ; ils seront acheminés jusqu'à l'aire de stockage par des camions benne.

VI.3.3 Installations destinées à la réparation des engins

Les grosses réparations ne se font généralement pas sur le chantier lui-même, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment bien équipé pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

VI.3.4 Installations destinées pour la préfabrication

Ce sont généralement des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites, murettes ...etc.

VI.4 Matériel et personnel nécessaires

VI.4.1 Matériels nécessaires

Ci-dessous la liste des matériels nécessaires au projet :

Bulldozer, chargeur (à pneus et à chenilles), camion benne, perforatrice, pelle hydraulique, pompe immergée, camion citerne, compacteur à pied de moutons, pompe à béton, pompe à forage, pompe à injection, grue à portique, pelle butte, camion malaxeur, malaxeur à injection, camion grue, mini pelle hydraulique.

VI.5 Ordre d'exécution des travaux

Les grandes étapes de déroulement de notre projet sont les suivantes :

- Installation du chantier.
- Implantation des axes des différents ouvrages.
- Coupure et dérivation de l'oued.
- Les travaux dans la retenue proprement dit et en même temps les travaux dans l'évacuateur de crues.
- Coupure finale et mise en eau.

VI.6 Exécution de l'ouvrage

Pour une bonne gestion du projet du point de vue délai et coût, un programme d'exécution doit être fait et étudié sérieusement

L'enchaînement chronologique des principales phases du chantier de construction ne devrait guère être éloigné du schéma type proposé :

-La préparation des accès et de la circulation, pour la préparation de chantier.

- Un piquetage est nécessaire pour la matérialisation des repères par rapport à des points de référence fixes, l'axe et l'assiette du barrage et les ouvrages annexes tels que les canalisations, les drains et l'évacuateur.
- Aménagement des emprises (abattre des arbres, décapage des terres végétales) et la préparation des zones d'emprunt
- Préparation de l'assise du barrage.
- Dérivation et protection contre les eaux (protection contre les crues survenant lors des travaux de réalisation.)
- Mise en place de la conduite de vidange et de prise.
- Approvisionnement des matériaux filtrants.
- Exécution du remblai (excavation, chargement, transport, décharge, et compactage).
- Génie civil des ouvrages de prise et de restitution et de l'évacuateur de crue.
- Mise en place des équipements hydrauliques.
- Travaux de finition, fermeture des zones d'emprunt, revêtement de crête et de route d'accès, équipement divers et aménagements des abords

VI.6.1 Réalisation de la digue

- Décapage de la couche de terre végétale
- Exécution de la fouille d'encrage de la digue
- Traitement de la fondation par injection de coulis de ciment
- Exploitation des carrières
- Les décapages des couches superficielles et leur transport vers les dépôts

Une fois la fondation de la digue préparée, on procède à la mise en place des terres dans le corps de la digue. Cette opération consiste à l'épandage des matériaux du remblai, suivi d'un nivellement, humectation puis compactage jusqu'à l'obtention du degré de compactage exigé par le projet

VI.6.2 Techniques de la planification

Il existe trois méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau.
- Méthodes basées sur les statistiques-probabilités.

- Méthodes basées sur le graphique.

La technique de planification utilisée dans notre projet, est la méthode basée sur le réseau.

1) Définition du réseau

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et leurs durées de réalisation. On distingue deux types de réseaux :

- Réseau à flèches :

L'opération est représentée par une flèche et la relation entre les opérations par des nœuds.

- Réseau à nœuds :

L'opération est représentée par un nœud et la relation entre les opérations par des flèches.

2) Construction du réseau

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les six (6) opérations suivantes :

- Etablissement d'une liste des tâches :

Il s'agit dans cette première phase de procéder à un inventaire très précis et détaillé de toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet

- Détermination des tâches antérieures :

Après avoir dressé la liste des tâches à effectuer, il n'est pas toujours facile de construire un réseau car il n'est pas aisé de dire si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes.

- Construction des graphes partiels.
- Regroupement des graphes partiels.
- Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage.
- Construction du réseau.

Il existe plusieurs méthodes basées sur le réseau, il est préférable dans le cas où les opérations se suivent, comme dans notre cas, d'opter pour la méthode C.P.M (méthode du chemin critique).

3. La méthode du chemin critique (C.P.M)

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

1ère phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré.

2ème phase: analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour par jour, selon l'unité de temps retenue.

3ème phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

a. Les paramètres de la méthode C.P.M

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants ;

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec : TR : temps de réalisation.

DCP : date de commencement au plus tôt DCPP : date de commencement au plus tard. DFP : date de finition au plus tôt DFPP : date de finition au plus tard.

MT : marge totale.

Et en respectant les règles suivantes :

$$DFP = DCP + TR$$

$$DCPP = DFPP - TR$$

$$MT = DFPP - DFP$$

$$DCP_i + TR = DFP_i$$

$$DFP_i = DCP_{i+1}$$

b. Chemin critique (C.C)

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0). Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$C.C \leftrightarrow MT=0 \text{ et } \sum TRc.c = D.T.P$$

c. Attribution des durées de chaque opération

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

- Le nombre de ressources (moyens humains et matériels)
- Dimensions du projet

Les durées des opérations se calculent par la formule suivante: $T = \frac{Q.N}{n}$ Avec :

Q = Quantité de travail,

N = Rendement,

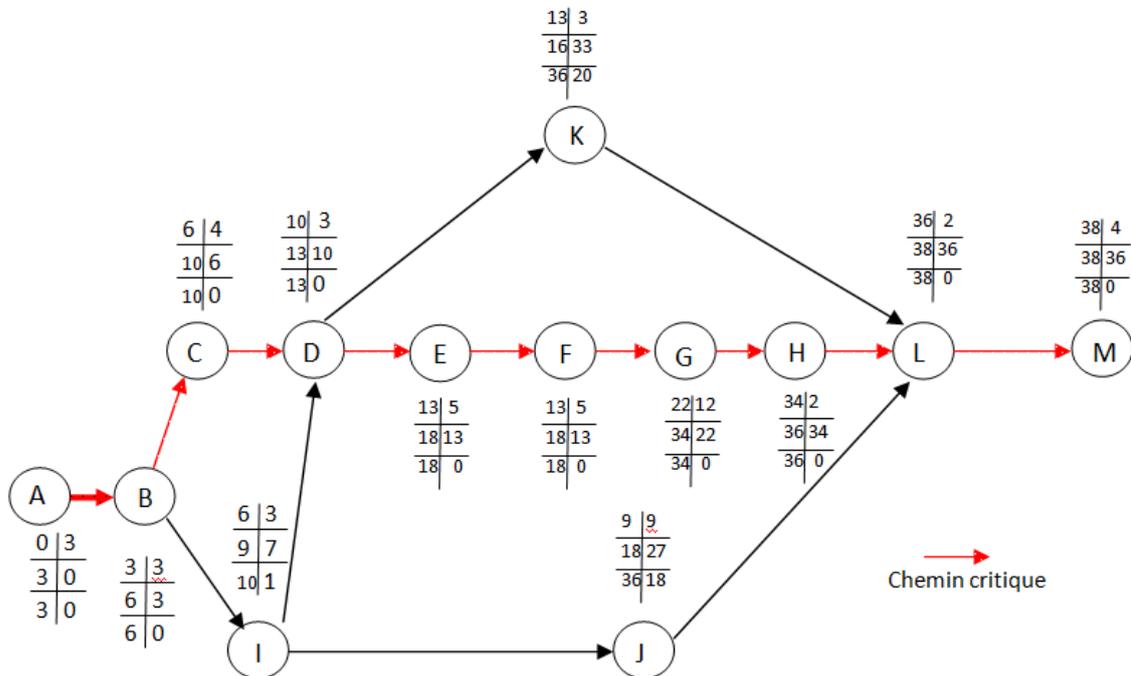
n=Nombre d'équipes

VII. 6.4 Les compositions du projet

Le tableau ci-après nous donne les différentes opérations qui composent le projet ainsi que leur temps de réalisation.

Tableau 38 : Symboles des opérations

Tavaux	Opérations	Durée (mois)
Travaux routiers	A	3
Installation de chantier	B	3
Dérivation de l'oued	C	4
Batardeau	D	3
Excavation du barrage	H	5
Réalisation du voile d'étanchéité	F	4
Recharges du barrage et du noyau	G	12
Mise des couches de protection	H	2
Excavation de l'évacuateur de crue	E	3
Construction de l'évacuateur de crue	J	9
Conduite de vidange et prise d'eau	K	3
Équipements hydromécaniques	L	2
Travaux de finition	M	4

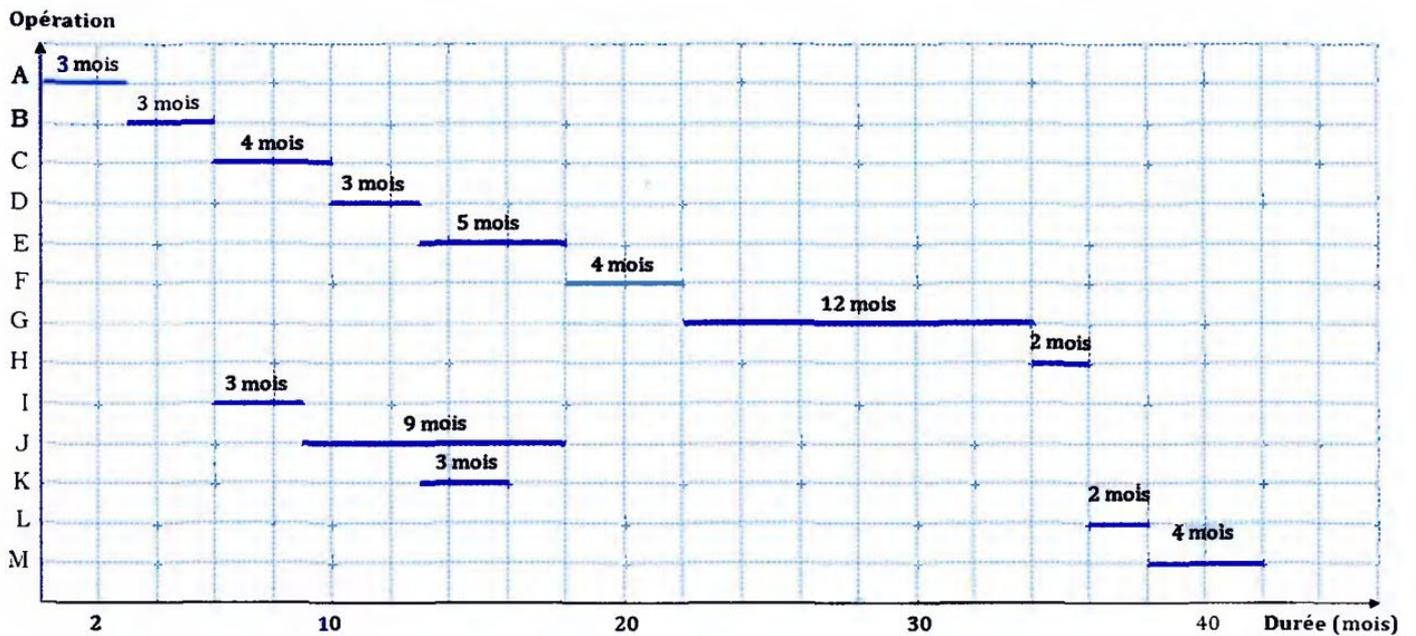


Le tableau suivant est une représentation du calcul graphique du réseau à nœuds :

Opération	TR	D.P		D.F.P		M.T
		D.C.P	D.F.P	D.C.P.P	D.F.P.P	
A	3	0	3	0	3	0

B	3	3	6	3	6	0
C	4	6	10	6	10	0
D	3	10	13	10	13	0
E	5	13	18	13	18	0
F	4	18	22	18	22	0
G	12	22	34	22	34	0
H	2	34	36	34	36	0
I	3	6	9	7	10	1
I	9	9	18	27	36	18
K	3	13	16	33	36	20
L	2	36	38	36	38	0
M	4	38	42	38	42	0

La figure suivante présente le programme des travaux pour la réalisation du barrage de Branis.
 Pour une durée totale du projet de 42 mois



Conclusion générale

Suite à cette étude portant sur l'étude de dimensionnement du barrage Branis, wilaya de Biskra, et ce selon les données disponibles et les méthodes appliquées lors de la préparation de ce mémoire, les résultats principaux sont les suivants :

- Le site du barrage projeté est facilement accessible, il est situé dans une gorge très étroite à pentes raides, à l'aval d'une cuvette relativement modeste, en forme de «T ».
- Les ouvrages projetés reposeront sur une fondation rocheuse. La stabilité et l'étanchéité du site et de la cuvette du barrage sont totalement assurées.
- Les matériaux de construction sont disponibles à des distances raisonnables du site et en quantités importantes.
- La zone d'étude faisant partie des zones arides à semi arides est caractérisée par une faible pluviométrie et se démarque par un relief fort.
- L'étude technico-économique des variantes proposées, est finalisée par le choix d'un barrage zoné en terre à noyau argileux,
- Pour les ouvrages annexes, on a adopté un évacuateur de crue de surface latéral à écoulement frontal, implanté dans la rive droite.
- En ce qui concerne l'organisation du chantier, la durée totale minimale estimée pour le projet de la construction du barrage de Branis est de 42 mois, des mesures de sécurité sont à prendre.

Références bibliographiques

- ANBT**, Coyne et Bellier. Mission 03: Etude géologique, géotechnique et de sismicité du barrage de Branis. 2015.
- ANBT**, Coyne et Sellier. Mission 06: Etude de faisabilité du barrage de Branis. 2015.
- ANRH**, Données pluviométriques, Document interne, Direction régionale d'Alger, Algérie
- BERICAL**. Etude de faisabilité d'un barrage sur oued Bougdoura (W.TIZI OUZOU).
Mémoire de fin d'études : Conception des ouvrages hydrotechniques. Blida : Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique, 2011.
- BERRAMDANE**. Etude de faisabilité d'un petit barrage sur oued Gurroudjia (W.Bordj bou arreridj). Mémoire de fin d'études : Conception des ouvrages hydrotechniques. Blida: Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique, 2011.
- USBR**, United States. Bureau of Reclamation, U.S. Dept. of the Interior, Bureau of Reclamation, Design of small dams' 1987
- TOUAIBIA**, Manuel pratique d'hydrologie. ENSH Blida, 2004
- TOUAIBIA**, les retenues 2 impression janvier 2001, ENSH Blida.