

Centre Universitaire Abdelhafid Boussouf - Mila
Institut des Sciences et de Technologie
Département de Sciences et Techniques



N° Réf :.....

Projet de fin d'étude préparé en vue de l'obtention du diplôme de
MASTER
Spécialité : Hydraulique Urbaine

Etude hydrologique et hydrotechnique d'un barrage sur un Oued.
Cas du barrage d'Oued Selsou.Tolga.W.de Biskra

Réalisé par :

- **Boutrouf Nesrine**
- **Boubeghal Karima**

Soutenu devant le jury :

Mme. Chebbah Linda
M. Yahiaoui Khemissi
M. Khelalfa Mohamed

Président
Examineur
Promoteur

Année universitaire : 2020/2021



Remerciement

Tout d'abord, nous remercions Dieu de nous avoir dirigés vers Le meilleur moyen d'éclairer et de savoir et de nous donner du courage, de la patience et de la volonté pour accomplir cette recherche.

Ce travail ne serait pas très riche et ne pourrait exister sans l'aide et la supervision du Dr **Khelalfa mohamed**. Nous lui adressons nos remerciements et notre grande gratitude, ainsi que notre reconnaissance et notre respect.

Et pour ce qu'il nous a donné de précieux conseils et d'orientations correctes, et cela à toutes les étapes de notre recherche, et peu importe ce que nous disons, nous ne lui donnerons pas son droit de remerciement et de louange, alors nous demandons à Dieu de le récompenser sur en notre nom et de perpétuer la bénédiction de la santé et du bien-être pour lui.

Deuxièmement, nous tenons à remercier Dr **Chebbah linda** d'avoir accepté de présider le jury, et nous en sommes reconnaissants.

Nous remercions également Dr **Yahiaoui khemissi** d'avoir accepté de revoir ce travail et de l'intérêt qu'il porte à ce résumé.

Nous adressons également nos sincères remerciements à tous nos professeurs du département de science et technologie qui ont joué un rôle majeur dans ce succès.

Enfin, nous adressons nos sincères remerciements et notre gratitude à nos familles, en particulier les parents, pour leurs encouragements, leur vigilance, leur patience, et pour tous les sacrifices qu'ils ont consentis pour notre réussite.

Nous n'oublions pas non plus nos amis et tous ceux qui nous ont aidés. Pour accomplir cette recherche, même avec des conseils ou un mot gentil.



Dédicace

Nous remercions Dieu pour réussite dans le parcours universitaire me voici aujourd'hui, mon parcours universitaire a pris fin après l'épuisement et les épreuves. Et j'ai conclu mon mémoire de fin d'études avec enthousiasme et vigueur.

Le sentiment que vous avez une mère et un père à vos côtés est un sentiment sans précédent, et Et si vous en aviez une copie sont parent ? Ce Cela vous fait plus heureux et plus à l'aise.

Je dédie ce travail à mes chers parents, ceux qui m'ont mis au monde n'ont jamais hésité à m'apporter du bien et du bonheur, que Dieu votre ils tu protège , je suis ici par vos prières pour moi et votre satisfaction sur moi et aux parents spirituels qui m'ont élevé avec cette grande quantité d'amour et de soin que vous j'y vis dedans et et je vivre par il malgré la décès de mon père qui m'a élevé, que Dieu ait pitié de mon père ,et je lui dis repose en paix, j'ai atteint les plus hauts grades selon vos envies et elle est devenue ingénieur.

A l'âme de ma grand-mère décédée qui souhaitait le succès de moi À chaque famille, en particulier ma tante et mon oncle, qui m'ont soutenu depuis l'enfance.

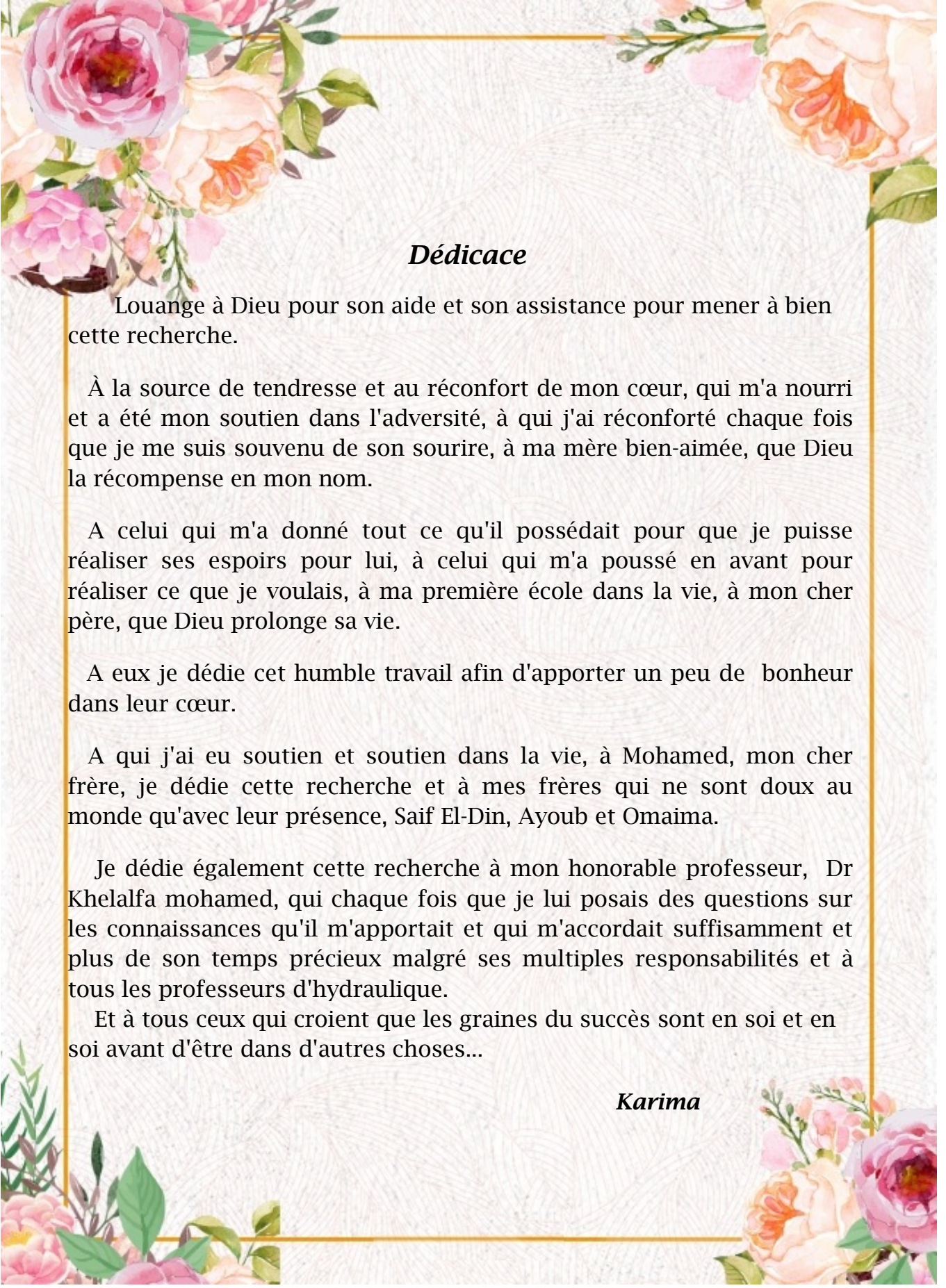
A mes sœurs Chourouk, Zahra et Raounak, et mon seul frère gâté Abderahim.

Et je n'oublie pas le professeur Dr Khelalfa mohamed superviseur pour tous les efforts qu'il a déployés pour notre succès.

A tous mes amis et ceux qui m'ont accompagné pendant mes études universitaires.

A tous ceux qui ont marqué ma vie, et à tous ceux que mon cœur a aimés et qui ont été oubliés par ma plume.

Nesrine



Dédicace

Louange à Dieu pour son aide et son assistance pour mener à bien cette recherche.

À la source de tendresse et au réconfort de mon cœur, qui m'a nourri et a été mon soutien dans l'adversité, à qui j'ai réconforté chaque fois que je me suis souvenu de son sourire, à ma mère bien-aimée, que Dieu la récompense en mon nom.

A celui qui m'a donné tout ce qu'il possédait pour que je puisse réaliser ses espoirs pour lui, à celui qui m'a poussé en avant pour réaliser ce que je voulais, à ma première école dans la vie, à mon cher père, que Dieu prolonge sa vie.

A eux je dédie cet humble travail afin d'apporter un peu de bonheur dans leur cœur.

A qui j'ai eu soutien et soutien dans la vie, à Mohamed, mon cher frère, je dédie cette recherche et à mes frères qui ne sont doux au monde qu'avec leur présence, Saif El-Din, Ayoub et Omaira.

Je dédie également cette recherche à mon honorable professeur, Dr Khelalfa mohamed, qui chaque fois que je lui posais des questions sur les connaissances qu'il m'apportait et qui m'accordait suffisamment et plus de son temps précieux malgré ses multiples responsabilités et à tous les professeurs d'hydraulique.

Et à tous ceux qui croient que les graines du succès sont en soi et en soi avant d'être dans d'autres choses...

Karima

Sommaire

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : Généralité sur les barrages

I.1 Introduction.....	1
I.2 Choix du site et du type de barrage.....	2
I.2.1 Hydrologie	2
I.2.2 Topographie	2
I.2.3 La géologie.....	3
I.2.4 La sismologie	3
I.2.5 Les matériaux disponibles.....	4
I.3 Les différents types des barrages	4
I.3.1 Barrage en béton	4
I.3.1.1 Barrage poids.....	5
I.3.1.2 Barrage à contreforts.....	6
I.3.1.3 Barrage voûte.....	8
I.3.2 Les barrages en remblai (digues).....	9
I.3.2.1 Barrage en terre.....	10
I.3.2.2 Barrage enrochement.....	13
I.4 L'importance de la construction des barrages	14
I.4.1 Réserve d'eau	14
I.4.2 Répondre aux besoins humains en eau	15
I.4.3 Agriculture et élevage	16
I.4.4 Protection contre les inondations	17

Sommaire

I.5 Conclusion.....	18
---------------------	----

Chapitre II : Présentation de la région de l'étude

II.1 Situation géographique	19
II.2 Relief	20
II.2.1 Série montagneuse du nord	20
II.2.2 Série montagneuse centrale	20
II.3 Couvert végétal.....	21
II.4 Occupation du sol	21
II.5 Population et socio économie	22
II.6 Géologie.....	23
II.6.1 Introduction	23
II.6.2 Géologie régionale.....	23
II.6.2.1 Le Crétacé moyen (Cm).....	24
II.6.2.2 Crétacé supérieur (Cs).....	25
II.6.2.3 L'ensemble des argiles brunes et vertes – Aquitano-burdigalien -(Miocène 1-2) [(Mi) burdigalien et (Oa) aquitanien]	25
II.6.2.4 Le quaternaire (qt).....	25
II.6.2.5 Dunes récentes.....	26
II.7 Cadre climatique.....	27
II.7.1 Précipitation moyenne mensuelle	27
II.7.2 Précipitation journalières maximales.....	28
II.7.3 Evaporation.....	30
II.7.4 Le vent	31

Sommaire

II.8 Conclusion	31
-----------------------	----

Chapitre III : Etude hydrologique

III.1 Introduction	32
III.2 Paramètres topographiques	32
III.2.1 Introduction	32
III.2.2 Situation géographique.....	32
III.2.3 Caractéristiques morpho-métriques du bassin versant	33
III.2.3.1 La surface et périmètre :	33
III.2.3.2 Indice de compacité de Gravillius.....	33
III.2.3.3 Rectangle équivalent.....	34
III.2.3.4 Les indices de pentes.....	35
III.2.4 Caractéristiques hydrographiques du bassin versant.....	36
III.2.4.1 Réseau hydrographique.....	36
III.2.4.2 Cours d'eau principal.....	37
III.2.4.3 Densité de drainage.....	37
III.2.4.4 Temps de concentration.....	38
III.2.4.5 Vitesse de l'écoulement de l'eau (V_e).....	38
III.2.5 Caractéristiques climatiques du bassin versant.....	40
III.2.5.1 Station de référence.....	40
III.2.5.2 Précipitation moyenne mensuelle.....	40
III.2.5.3 Etude des apports liquides.....	41
III.2.5.4 Analyse fréquentielle des pluies journalières maximales.....	46

Sommaire

III.2.5.5 Le temps de concentration.....	49
III.2.5.6 Estimation des pluies de courte durée.....	49
III.2.5.7 Etude de crues.....	50
III.2.5.8 Calcul du volume mort du barrage.....	55
III.3 Conclusion.....	56

Chapitre IV : Etude hydrotechnique

IV.1 Introduction.....	57
IV.2 La régularisation saisonnière	57
IV.2.1 Courbes caractéristiques de la retenue	57
IV.2.2 Calcul de volume utile sans tenir compte des pertes	60
IV.2.3 Calcul de volume utile en tenant compte des pertes	61
IV.2.3.1 Perte par évaporation.....	61
IV.2.3.2 Perte par infiltration.....	61
IV.3 Régularisation interannuelle	63
IV.3.1 Méthode de Plechkov–Svanidzé	64
IV.3.1.1 La composante saisonnière β_s	64
IV.3.1.2 La composante pluri-annuelle β_{pa}	65
IV.3.1.3 Calcul de coefficient d'asymétrie C_s	66
IV.3.2 Méthode analytique de Kristky-Menkel pour une seule valeur du coefficient de régularisation α (avec loi de Pearson03)	67
IV.4 Calcul de volume utile en tenant compte de pertes annuelles.....	68
IV.4.1 Calcul du volume évaporé.....	68
IV.4.2 Calcul du volume infiltré.....	68

Sommaire

IV.5 Laminage des crues	69
IV.5.1 Méthode de Kotcherine	69
IV.5.1.1 Estimation de la charge au dessus du déversoir	70
IV.6 Calcul de la revanche	78
IV.7 Dimensionnements de la digue	79
IV.7.1 La largeur en crête.....	79
IV.7.2 La longueur en crête.....	80
IV.7.3 Pente des talus	81
IV.7.4 La base de la digue.....	81
IV.7.5 Bermes	81
IV.7.6 Dimensionnement du noyau.....	82
IV.8 Conclusion	84

Conclusion générale

Liste des figures

Liste des figures

Figure I.1 : Structure d'un barrage.....	1
Figure I.2 : Géométrie simplifiée d'un site de barrage	3
Figure I.3 : Les différents types des barrages en béton.....	4
Figure I.4 : Barrage poids	5
Figure I.5 : Barrage à contreforts	7
Figure I.6 : Exemple d'un barrage voûte (barrage de St-Pierre Cognet)	8
Figure I.7 : Les différents types des barrages en remblai	9
Figure I.8 : Barrage en remblai	10
Figure I.9 : Barrage en terre	10
Figure I.10 : Barrage homogène	11
Figure I.11 : Barrage zonés avec à noyau étanche.....	12
Figure I.12 : Barrage zoné.....	12
Figure I.13 : Barrage étanchéité amont.....	13
Figure I.14 : Barrage enrochement du monde entier	14
Figure I.15 : Les réserves de l'Algérie en eau de surface s'élèvent à 4 Mds m ³	15
Figure I.16 : Les énergies hydrauliques.....	15
Figure I.17 : Alimentation en eau potable	16
Figure I.18 : L'irrigation	16
Figure I.19 : Agriculture	17
Figure I.20 : Protection contre les inondations	17
Figure II.21 : Carte situation administrative de la commune de Tolga	19
Figure II.22 : Relief de Tolga	20

Liste des figures

Figure II.23 : Carte géologique de l'Algérie 1952 avec traitement personnel	27
Figure II.24 : Précipitation moyenne mensuelle de la station Biskra (1969/1970-2007/2008)	28
Figure II.25 : La variation de précipitation journalière maximale de la station Foug el Gherza -Biskra (1947/1998).....	30
Figure III.26 : Localisation du bassin versant d'Oued Selsou	33
Figure III.27 : Carte de réseau hydrographique du bassin d'Oued Selsou	34
Figure III.28 : Carte de classification des pentes du bassin versant d'Oued Selsou	35
Figure III.29 : Carte de localisation du cours d'eau principal (Bassin versant d'ordre 6 suivant la classification de SCHUMM)	37
Figure III.30 : Ecoulement annuel moyen de 42 bassins calculé selon différentes formules "algériennes".....	43
Figure III.31 : Régression entre écoulements annuels moyens observés et calculés (formule de SOGREAH, 1989) sur 42 bassins	44
Figure III.32 : Variation des valeurs observées et ceux calculées avec la loi du Gumbel.....	47
Figure III.33 : Variation des valeurs observées et ceux calculées avec la loi log Normale ...	48
Figure III.34 : Les hydrogrammes de crues pour différentes périodes de retour	53
Figure IV.35 : Carte topographique de site du barrage.....	58
Figure IV.36 : Courbe hauteur-capacité-surface de la cuvette.....	59
Figure IV.37 : Graphique de Plechkov pour β_s	65
Figure IV.38 : Schématisation de NNR et NVM sur la courbe hauteur-surface-capacité.....	68
Figure IV.39 : Hydrogramme de la crue $Q(1\%) = 1087.31 \text{ m}^3/\text{s}$	72
Figure IV.40 : Courbe capacité-surface-hauteur pour $V_e [5 \text{ Hm}^3, 12 \text{ Hm}^3]$	74
Figure IV.41 : Courbe des débits déversant.....	75

Liste des figures

Figure IV.42 : Hydrogramme de débits entrant et sortant pour le débit $Q_{1\%} = 1087.31 \text{ m}^3/\text{s}$ et une largeur de l'évacuateur $L = 64.24 \text{ m}$	78
Figure IV.43 : Le Fetch et le plan d'eau dans la retenue	79
Figure IV.44 : Profil générale de la digue.....	83

Liste des tableaux

Liste des tableaux

Tableau II.1 : Affectation générale des terres de la wilaya de Biskra et la commune de Tolga	23
Tableau II.2 : Précipitation moyenne mensuelle de la station Biskra (1969/1970-2007/2008)	27
Tableau II.3 : Précipitation journalière maximale de la station Foum el Gherza -Biskra (1947/1998)	29
Tableau II.4 : Evaporation moyenne mensuelle de la période (2001-2011)	30
Tableau II.5 : La moyenne mensuelle de la vitesse du vent de la période (1969/2008)	31
Tableau III.6 : Récapitulation des caractéristiques morpho-métriques du bassin versant d'Oued Selsou	39
Tableau III.7 : Caractéristiques de la station de référence de la wilaya de Biskra	40
Tableau III.8 : Précipitation moyenne mensuelle de la station Biskra (1969/1970-2007/2008)	40
Tableau III.9 : Récapitulation du calcul de la lame d'eau et de l'apport moyen annuel	43
Tableau III.10 : Distribution moyenne mensuelle des apports	44
Tableau III.11 : Récapitulation du calcul de coefficient de variation de l'apport moyen	45
Tableau III.12 : Distribution moyenne mensuelle des apports de fréquence (05seches)	46
Tableau III.13 : Paramètres statistiques de pluies journalières maximales	47
Tableau III.14 : Valeurs de P_{jmax} ajustées par la loi log Normale	49
Tableau III.15 : Valeurs de pluie courte durée	50
Tableau III.16 : Valeurs de ϕ en fonction de caractéristique de bassin versant	50
Tableau III.17 : Débit instantané suivant la formule de SOKOLOVSKY	51
Tableau III.18 : Débit instantané suivant la formule de TURAZZA	51

Liste des tableaux

Tableau III.19 : Débit instantané pour différentes fréquence de retour pour un pas du temps de 1h	54
Tableau IV.20 : Variation des volumes en fonction des altitudes de la cuvette.....	58
Tableau IV.21 : Distribution moyenne mensuelle des apports de fréquence (05seches)	59
Tableau IV.22 : Distribution des besoins mensuels (U80%).....	59
Tableau IV.23 : Evaporation moyenne mensuelle de la période (2001-2011)	60
Tableau IV.24 : Tableau de volume utile sans tenir compte des pertes	60
Tableau IV.25 : Pertes totales	62
Tableau IV.26 : Tableau de volume de NNR en tenant compte des pertes	63
Tableau IV.27 : Valeur de β_{pa} pour $C_s = 1.24$ et $F_p\% = -0.84$	67
Tableau IV.28 : Débit max de la crue en fonction du temps	71
Tableau IV.29 : Volume et débits déversant ($b = 64.24$ m)	74
Tableau IV.30 : Résultat de laminage de la crue par la méthode de Kotcherine pour une largeur de l'évacuateur de crue $L = 64.24$ m.....	76
Tableau IV.31 : Récapitulatif des résultats du calcul de la largeur en crête.....	80
Tableau IV.32 : Valeurs indicatives des types des pentes des talus	81
Tableau IV.33 : Tableau récapitulatif de l'étude de régularisation et du laminage.....	83

Liste des notations

Liste des notations

Symbole	Désignation	Unité
S	La surface	Km ²
P	Le périmètre	Km
L	Longueur	Km
l	Largeur	Km
K _G	Indice de compacité de Gravillius	/
H _{max}	Altitude minimale	m
H _{min}	Altitude maximale	m
I _m	Indice de pente moyenne	m/km
I _g	Indice de pente globale	m/km
D _s	Dénivelée spécifique	m
D _d	Densité de drainage	km/km ²
T _c	Temps de concentration	h
S _b	Superficie du bassin	Km ²
L _t	Longueur du talweg principal	Km
V _e	Vitesse de l'écoulement de l'eau	m/s
A	Les apports	Hm ³
E	Evaporation	mm
P	Précipitation	mm
C _v	Coefficient de variation	/
K	Coefficient de réduction	/
M	Module de l'écoulement spécifique	l/s.km ²
A _F	Apport fréquentiel	Hm ³
U _F	Variable réduite de Gauss	/
A ₀	Apport moyen inter-annuel	Hm ³
P _{jmax}	Pluie journalière maximale	mm
P _{tc}	Pluie courte durée	mm
Q _f	Le débit maximum de la crue	m ³ /s

Liste des notations

f	Coefficient de forme de la crue	/
T	Période de retour	ans
Q_m	Débit instantané de la montée	m^3/s
Q_d	Débit instantané de la décrue	m^3/s
T_m	Temps de la montée de la crue	h
T_d	Temps de la décrue	h
δ	Coefficient dépendant des caractéristiques du bassin versant	/
T_a	Taux d'abrasion	$t/km^2.ans$
K	Caractéristique de perméabilité	/
Le	Lame d'eau écoulée	mm
V_m	Volume mort	m^3
A80%	La répartition mensuelle de l'apport	Hm^3
S_i	Surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_i	Hm^2
S_{i+1}	Surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_{i+1}	Hm^2
Δh_i	Différence d'altitude entre les deux courbes de niveau successives	m
ΔV_i	Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveau successives	m^3
U80%	Distribution des besoins mensuels	Hm^3
V_{ri}	Volume de remplissage initial du mois	Hm^3
V_{rf}	Volume de remplissage final du mois	Hm^3
S	Volume excédentaire à évacuer du mois	Hm^3
V_{NNR}	Volume de niveau normal de la retenue	Hm^3
V_{em}	Volume mensuel des pertes par évaporation	Hm^3
E_s	Evaporation mensuelle de la surface du plan d'eau	mm
S_{moy}	Surface du plan d'eau correspondant au volume moyen	Hm^2
V_{moy}	Volume moyenne	Hm^3
V_i	Le volume mensuel des pertes par infiltration	Hm^3
δ	Un coefficient dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette	/
$V_{u \text{ int}}$	Volume utile interannuel	Hm^3

Liste des notations

$V_{\text{int.an}}$	Volume interannuel	Hm^3
V_{an}	Volume utile annuel	Hm^3
β_s	Composante saisonnière du volume utile	/
$\beta_{\text{plur}}(\beta_{\text{pa}})$	Composante pluri-annuelle du volume utile	/
α	Le coefficient de régularisation	/
m	étant la fraction relative de l'écoulement pendant l'étiage	/
W_{et}	Volume relatif de l'écoulement pendant l'étiage au cours de l'année	Hm^3
$\sum W_m$	Apport pendant la période de l'étiage (Juin, Juillet, Août)	Hm^3
$A_0(5\text{seche})$	Apport total pendant les 12 mois de l'année	Hm^3
$P\%$	Probabilité de garantie de 80%	/
C_s	Coefficient d'asymétrie	/
M	La moyenne de l'apport moyen annuel	Hm^3
C_v	Coefficient de variation de l'apport moyen annuel	/
S	L'écart-type de l'apport moyen annuel	Hm^3
n	nombre d'année de régularisation	/
$F_{p\%}$	La variable réduite de Gauss pour la fréquence choisie ($F_{80\%}$)	/
$V_{\text{év}}$	Volume évaporé	Hm^3
$\bar{S}$	Surface moyenne qui correspond à un volume moyen	Hm^2
$\bar{V}$	Volume moyen annuel	Hm^3
$V_{\text{u int}}$	Volume moyen annuel utile	Hm^3
V_{inf}	Volume infiltré	Hm^3
$Q(t)$	Débit de crue entrant à l'instant t	m^3/s
$q(t)$	Débit déversé par l'évacuateur de crue	m^3/s
S	Surface du plan d'eau de la cuvette à l'instant t	m^3/s
m	Coefficient de débit	/
G	L'accélération de pesanteur	m^2/s
B	La largeur de déversoir	m
H_0	La charge sur le déversoir	/

Liste des notations

V_f	Volume forcé	Hm^3
R	La revanche	m
F	Le Fetch	Km
$V^2/2g$	Energie cinétique des vagues	m
H_b	Hauteur du barrage	m
b_{cr}	La largeur en crête	m
L_{cr}	La longueur en crête	m
m	Pente des talus	/
B	La base de la digue	m
l_n	Largeur en crête	m
L_N	La base du noyau	m
H_f	Profondeur de fondation	m

Abréviations

Abréviations

NNR : Cote au Niveau Normale de la Retenue.

NVM : Cote au Niveau de Volume Mort.

NPHE : Cote au Niveau de Plus Hautes Eaux.

ONM : Office National de la Météorologie.

ANRH : Agence Notionnel des Ressources Hydrique.

ملخص:

ت تعاني الجزائر منذ سنوات من نقص مائي ملحوظ مما أدى إلى تنفيذ برنامج واسع لتعبئة المياه. في إطار الإستراتيجية الوطنية التي تهدف إلى الحفاظ على الموارد المائية من أجل تخزين ملايين الأمتار المكعبة التي تتسرب إلى البحر ، لذا ترى الوكالة الوطنية للسدود و التحويلات ضرورة إنشاء سدود. و على إثر ذلك، يجب الاهتمام بهذه المنشآت من حيث تقدير الأبعاد الهندسية و الاختيار الأمثل لمواقعها و دراسة جميع ملحقاتها و متماتها و في إطار ذلك يأتي مشروع تخرجنا هذا الذي تناول دراسة شاملة لعملية إنجاز سد صغير موجه للسقي ببلدية طولقة الواقعة بولاية بسكرة. حيث تطرقنا إلى دراسة هيدرولوجية و هيدروتقنية لهذا السد فتحصلنا على سد ترابي ذو نواة بارتفاع 27.82 متر وبقدرة استيعاب تقدر ب 6370000 متر مكعب.

Résumé :

L'Algérie connaît depuis plusieurs années un stress hydrique assez marqué, ce qui a conduit à la mise en place d'un vaste programme de mobilisation des eaux. Dans le cadre de la stratégie nationale en matière de conservation des eaux et afin de mobiliser les millions de mètre cubes d'eau qui est perdus (rejet en mer). L'Agence Nationale des Barrages et Transfert s'est vue réaliser des barrages. Toutefois l'étude, le choix et le dimensionnement des ouvrages de stockage méritent d'être approfondis. Ainsi, l'étude que nous avons menée dans ce projet de fin d'études qui portait sur une étude approfondie du processus de construction d'un petit barrage pour l'irrigation dans la commune de Tolga située dans la wilaya de Biskra. Après avoir fait une étude hydrologique, suivi d'une étude hydrotechnique approfondie nous avons dimensionné notre ouvrage en terre avec un noyau ayant une hauteur de 27.82 m et une capacité de stockage de 6370000 m³.

Abstract :

Algeria has been experiencing fairly marked water stress for several years, which has led to the establishment of a vast water mobilization program. As part of the national water conservation strategy and in order to mobilize the millions of cubic meters of water that is lost (discharge into the sea). The National Agency for Dams and Transfer has seen dams constructed. However, the study, choice and sizing of storage structures deserve to be deepened. Thus, the study that we conducted in this graduation project which involved an in-depth study of the process of building a small dam for irrigation in the municipality of Tolga located in the Wilayat of Biskra. After carrying out a hydrological study, followed by an in-depth hydrotechnical study, we dimensioned our earthen structure with a core having a height of 27.82 m and a storage capacity of 6370000 m³.

Introduction générale

Introduction générale

Introduction générale :

Les ressources en eau présentent un élément principal dans le développement économique d'un pays. En Algérie, l'évolution économique et sociale est fortement liée à la maîtrise de l'irrigation. Notre pays est dominé par l'agriculture et se trouve confronté à une rareté ou une distribution irrégulière des pluies dans le temps et dans l'espace. D'autre part, l'Algérie est caractérisée par un taux de croissance démographique élevé rendant ainsi actuelle l'augmentation de la productivité agricole en vue de la satisfaction des besoins fondamentaux et du mieux être de la population.

Pour le développement intégré de toute région où la pluviométrie est moyenne à faible, la mobilisation des ressources en eau superficielles et leurs utilisations à des fins d'irrigation, devient un impératif. [1]

Dans cette optique, la wilaya de Biskra a bénéficié d'un important projet de réalisation d'un aménagement hydraulique, c'est celui d'un barrage de Tolga sur l'Oued Selsou, qui est destiné à l'irrigation de cette région.

La construction de barrages nécessite des études approfondies de la zone dans laquelle nous voulons le construire, ainsi que les besoins en eau de la population dans cette zone en plus d'autres études, afin d'éviter tout problème potentiel que le barrage pourrait être confronté à l'avenir. Et c'est ce que nous allons faire dans cette recherche une étude hydrologique et hydrotechnique du barrage de Tolga à Biskra.

Le mémoire est divisé en quatre chapitres :

Dans le premier chapitre, nous mentionnons des généralités sur les barrages et leurs utilisations les plus importantes.

Chapitre deux : Présentation de la zone d'étude en termes de localisation géographique de caractère géologique et de climat de la zone.

Le troisième chapitre représente une étude hydrologique du barrage basée sur une série de données pluviométriques et leur traitement avant de calculer l'apport moyenne annuel, le débit maximale de la crue et le volume mort de barrage.

Le quatrième est le dernier chapitre porte sur une étude détaillée des dimensions du barrage (dimensions hydrauliques : longueur et forme du barrage, laminage de crue).

Chapitre I

Généralité sur les barrages

I.1 Introduction :

Un barrage est un ouvrage hydro-technique construit à travers un cours d'eau et conçu pour réguler son débit et ou son stockage d'eau, notamment pour le contrôle des crues, l'irrigation, l'industrie, l'énergie hydroélectrique, la pisciculture et les réserves d'eau potable.

La construction du barrage nécessite de nombreuses études telles que, géologiques, hydrogéologiques, topographiques et géotechniques, pour éviter les complications que peut rencontrer le barrage.

Et pour cela, les barrages peuvent être aménagés en deux groupes :

- Barrages solides ou en béton.
- Barrages en remblai.

Le premier fait l'objet de nombreuses méthodes de calcul basées sur l'impédance de matériaux de construction et la théorie élastique.

Le dernier, et en particulier les barrages en terre, est un domaine d'application important de la mécanique des sols. [2]

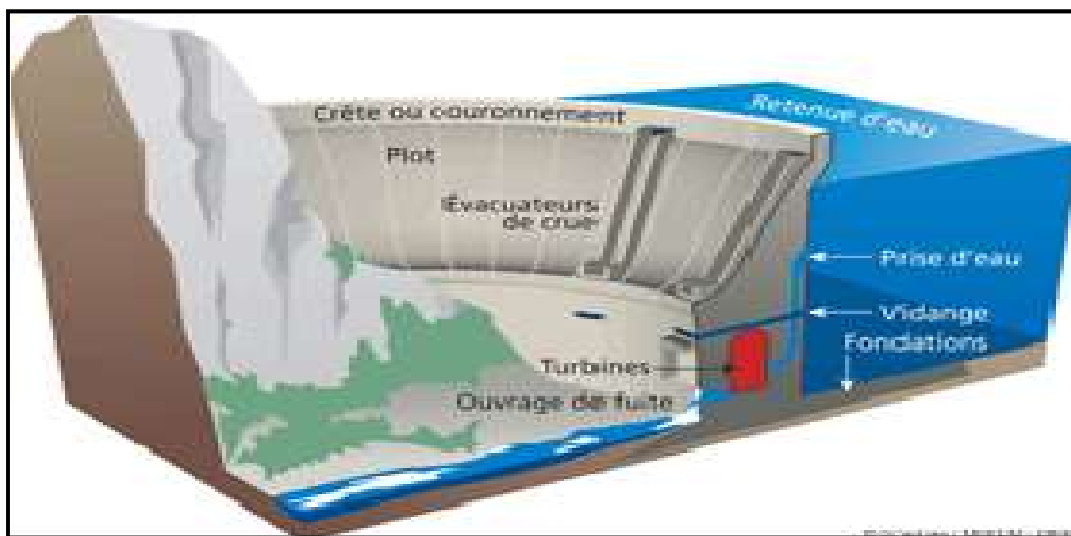


Figure I.1 : Structure d'un barrage

I.2 Choix du site et du type de barrage : [3]

Plusieurs éléments sont importants dans le choix d'un site de construction et d'un type d'ouvrage.

I.2.1 Hydrologie :

Afin de déterminer la faisabilité du projet et d'estimer la taille du réservoir, une étude hydrologique du bassin versant doit être réalisée, elle permet également de déterminer la taille et le débit maximum des rares crues.

Une fois construit, le barrage doit résister aux crues dont la période de retour varie selon le type de barrage. Les études hydrologiques permettent également de connaître le régime des transports solides du cours d'eau liés à l'érosion des sols du bassin-versant. Il s'agit d'évaluer la vitesse de comblement de la « tranche morte » du réservoir.

Le coût des ouvrages d'évacuation des crues dépend des caractéristiques hydrologiques du bassin versant.

I.2.2 Topographie :

Lors d'un projet de barrage, les données topographiques concernent le bassin versant, la vallée de la rivière à l'amont et à l'aval de l'ouvrage, le site du barrage et de la retenue, les zones d'emprunt des matériaux.

L'étude topographique de la retenue et du site du barrage débouche sur l'établissement de plans permettant d'estimer la capacité de la retenue et sa surface en fonction de la cote de l'eau et de l'emplacement de l'ouvrage, d'évaluer le volume des différents ouvrages et de proposer leur implantation, d'implanter des aménagements annexes. L'emplacement idéal et le plus économique est celui d'un site étroit, précédé à l'amont par un élargissement de la vallée, à condition que les appuis du barrage soient sains (resserrement indépendant d'une zone d'éboulement ou d'un glissement). Ce type de site est peu fréquent, soit parce qu'il n'existe pas toujours de resserrement de vallée dans la nature, soit parce que le choix du site n'obéit pas toujours aux seules considérations techniques. En première approximation, une vallée large conviendra mieux à l'aménagement d'un barrage en remblai. Un site étroit conviendra aussi à un barrage poids et un site très étroit conviendra aussi à une voûte. Tout cela bien sûr sous réserve que les fondations le permettent.

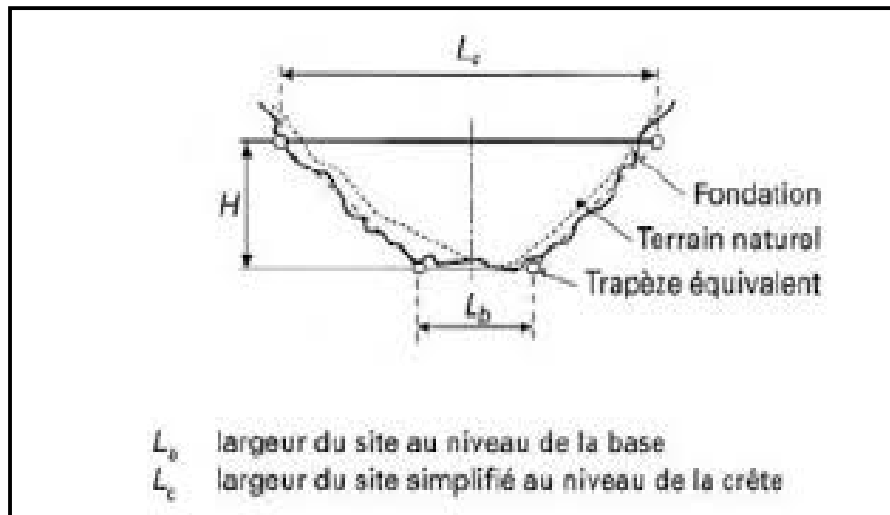


Figure I.2 : Géométrie simplifiée d'un site de barrage

I.2.3 La géologie :

La géologie structurale est d'une grande importance. Une description fiable doit être obtenue autant que possible du réseau de failles qui affectent le site, car la présence de tout dysfonctionnement potentiel actif sur le site du barrage ou du réservoir conduit à l'abandon du site.

Les études géologiques et géotechniques d'un site de barrage ont pour objet de répondre aux questions concernant :

- La stabilité mécanique et l'étanchéité des appuis et des fondations des ouvrages.
- L'existence et les caractéristiques des matériaux nécessaires à la construction du barrage.
- L'étanchéité de la cuvette retenue et la stabilité de ses versants.
- La pérennité de la retenue et de la qualité de ses eaux (apports solides, caractéristiques des eaux, risques d'eutrophisation).

I.2.4 La sismologie :

Lorsqu'un barrage doit être construit dans une zone de sismicité élevée, une attention particulière doit être portée aux conditions topographiques et géologiques du site. Ces effets de site doivent être étudiés, ainsi que leur estimation en vue de la vérification du dimensionnement des ouvrages. Une attention particulière doit également être portée aux changements brusques des conditions géologiques, tels que des formations différentes sur les deux versants d'une gorge. Au cours des secousses sismiques, l'interaction barrage-fondation

peut affecter défavorablement le réseau de diaclases d'une fondation rocheuse et modifier le comportement hydraulique et ou mécanique de la fondation.

I.2.5 Les matériaux disponibles :

La disponibilité sur le site, ou à proximité de matériaux utilisables pour la construction d'un barrage a une incidence considérable, souvent même prépondérante sur le choix du type de barrage :

- ❖ Sols utilisables en remblai.
- ❖ Enrochements pour remblai ou protection de talus (rip-rap).
- ❖ Agrégats à béton (matériaux alluvionnaires ou concassés).
- ❖ Liants (ciment, cendres volantes ...).

La possibilité d'extraire ces matériaux de l'emprise de la retenue permet d'accroître la capacité de stockage. En outre, cela minimise généralement les coûts de transport et de remise en état des zones d'emprunts.

I.3 Les différents types des barrages :

I.3.1 Barrage en béton :

Peuvent être des différents types : **(Figure I.3)** [7]

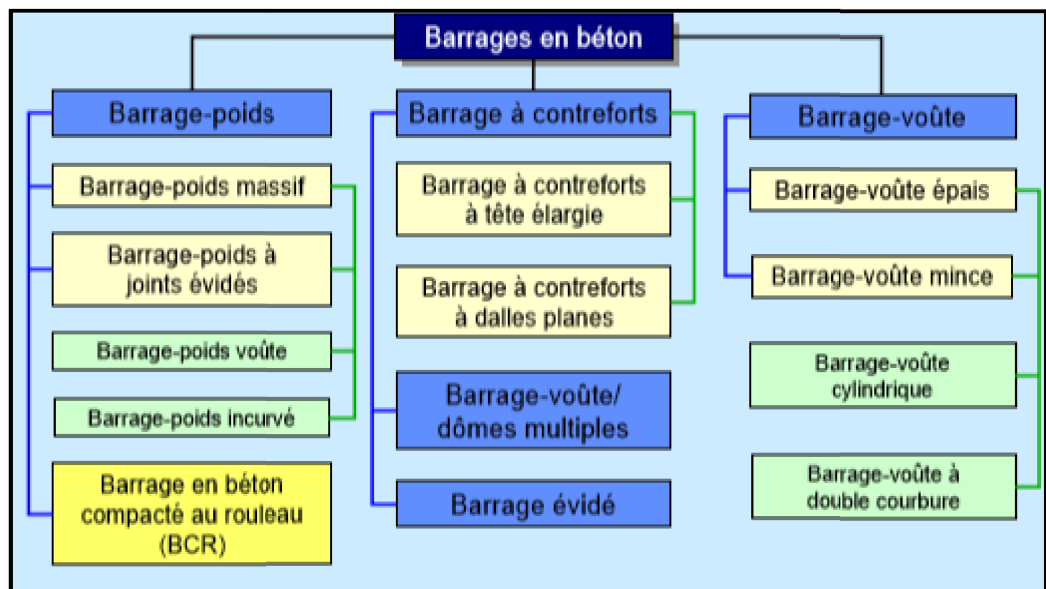


Figure I.3 : Les différents types des barrages en béton

I.3.1.1 Barrage poids :

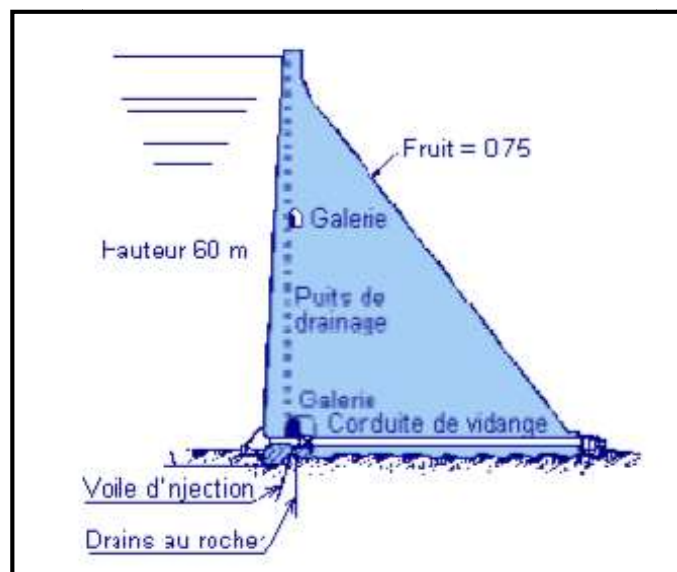
Un barrage poids est une solide structure en béton ou maçonnerie dont la forme est généralement simple (leur section s'apparente dans la plupart des cas à un triangle rectangle) et dont stabilité sous l'effet de la poussée de l'eau est assurée par son propre poids.

Ce type de barrage convient bien pour des vallées larges ayant une fondation rocheuse. Ils sont souvent découpés en plots à la construction, l'étanchéité entre plots étant assurée par un dispositif placé à l'amont des joints. [4]



Figure I.4 : Barrage poids

La stabilité des barrages gravitaires dépend principalement de leurs fruits et si nécessaire de l'efficacité du drainage qui à son tour protège le poids massif. Un inconvénient majeur est qu'ils n'utilisent pas pleinement les capacités des matériaux qui composent la partie élastique du barrage (maçonnerie ou béton) pour résister à des forces de compression importantes. [5]



a) Avantage de barrage poids : [6]

- ❖ Faibles contraintes dans le béton.
- ❖ Faibles contraintes transmises du substrat au rocher.
- ❖ Les changements de température ne produisent que de légères variations de contrainte.
- ❖ L'évacuateur de crue peut facilement combiner avec le barrage (diriger les crues directement par dessous).
- ❖ La pente de l'élévation à travers la fondation est faible.

b) Inconvénients de barrage poids : [6]

- ❖ Les sous-pressions sont importantes dans la fondation.
- ❖ Risque de règlement moyen.
- ❖ La taille du béton est importante (pour un barrage creux gravitaire, elle est plus petite).
- ❖ La taille des fossiles est importante.
- ❖ Fragilité sismique (si les joints entre les blocs ne sont pas injectés).
- ❖ Le chauffage du béton avec un placage de ciment est un gros problème.

I.3.1.2 Barrage à contreforts : [5]

Les barrages à contreforts sont constitués d'un système de culées parallèles à l'axe de l'oued, où ils soutiennent la paroi amont. Ce voile en général solidaire avec les contreforts, assure l'étanchéité et reporte la poussée des eaux sur les contreforts.

Où cela comprend :

- Une série de murs parallèles, généralement de forme triangulaire plus ou moins épais et plus ou moins espacés (les contreforts).
- Une bouchure entre contreforts transmettant à ceux-ci la poussée de l'eau.

La bouchure peut être constituée :

- Une dalle plane en béton.
- Un élargissement du contrefort vers l'amont.
- Une voûte de faible portée.

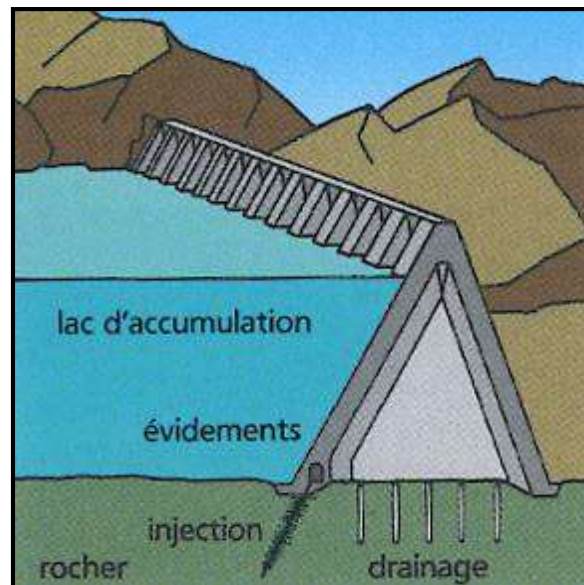
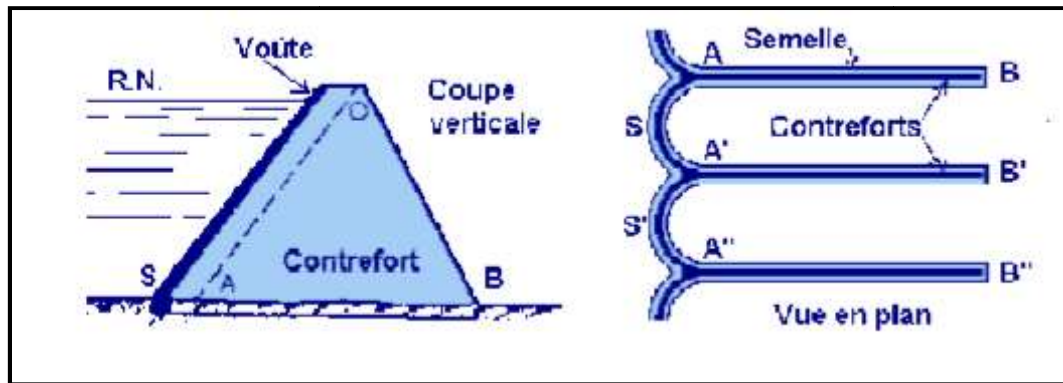


Figure I.5 : Barrage à contreforts

a) Avantage de barrage à contreforts : [7]

- ❖ Les pressions transférées par l'établissement sur les roches sont moyennes.
- ❖ Les basses pressions au niveau de base sont faibles.
- ❖ Le volume de béton est faible.
- ❖ Le chauffage du béton est faible.
- ❖ Le risque de stabilité est modéré.

b) Inconvénients de barrage à contreforts : [7]

- ❖ Très vulnérable aux tremblements de terre et la résistance à l'accélération latérale est minimale.
- ❖ La recherche est importante.
- ❖ Le gradient des sous-pressions au niveau de la fondation est localement très élevé.
- ❖ Les contraintes dues au gradient de température peuvent devenir importantes sur la tête de faisceau.

I.3.1.3 Barrage voûte :

Les barrages voûtés sont généralement des digues en béton, leur forme clairement arquée permet de créer un véritable effet d'arc et donc de transférer les efforts sur les culées latérales. Ce type de barrage convient lorsque la topographie permet de fermer la vallée par une forme arquée de longueur réduite sans pour autant avoir une qualité de rocher en fondation suffisante pour admettre des sollicitations ponctuelles fortes de type. [5-6]

Le sous-sol est mince, ce qui permet d'importantes économies de matière. Il est généralement d'épaisseur constante pour les petits barrages et a une grande épaisseur au pied des grandes structures.

Nous distinguons :

- Les barrages à voûte mince.
- Les barrages à voûtes épais.
- Les barrages à voûtes multiples: voutes juxtaposées s'appuyant sur des contreforts.

La technique du remblai en arc nécessite une vallée assez étroite et une bonne roche de fondation. [8-9]

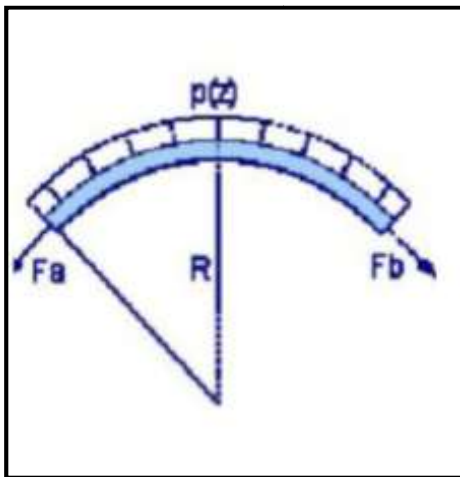


Figure I.6 : Exemple d'un barrage voûte (barrage de St-Pierre Cagnet)

a) Avantages de barrage voûte : [6]

- ❖ Le volume de béton est faible.
- ❖ Les fossiles sont très petits.
- ❖ La résistance aux tremblements de terre est élevée.
- ❖ La pression est faible à un niveau de fondation bas (la surface de fondation est petite).

b) Inconvénients de barrage voûte : [6]

- ❖ Le stress est important dans le béton et les roches.
- ❖ Les forces sont transmises obliquement dans les piliers.
- ❖ Risque de règlement moyen.
- ❖ L'échauffement du béton par la prise du ciment est à considérer.
- ❖ Les égouts (grands débits) sont difficiles à intégrer dans le barrage.
- ❖ La pente de l'élévation au niveau de base est très grande.
- ❖ Une pression insuffisante dans les fissures dans les roches peut entraîner le glissement des roulements.

I.3.2 Les barrages en remblai (digues) :

Les barrages en remblais sont tous les barrages constitués d'un matériau meuble, qu'il soit très fin ou très grossier peuvent être en terre ou en enrochement. Ces derniers peuvent être considérés comme des barrages poids puisque ils résistent à la pression de l'eau par leur propre poids. Ces barrages présentent l'avantage de pouvoir reposer sur des fondations de qualité médiocre. On distingue plusieurs types : [4]

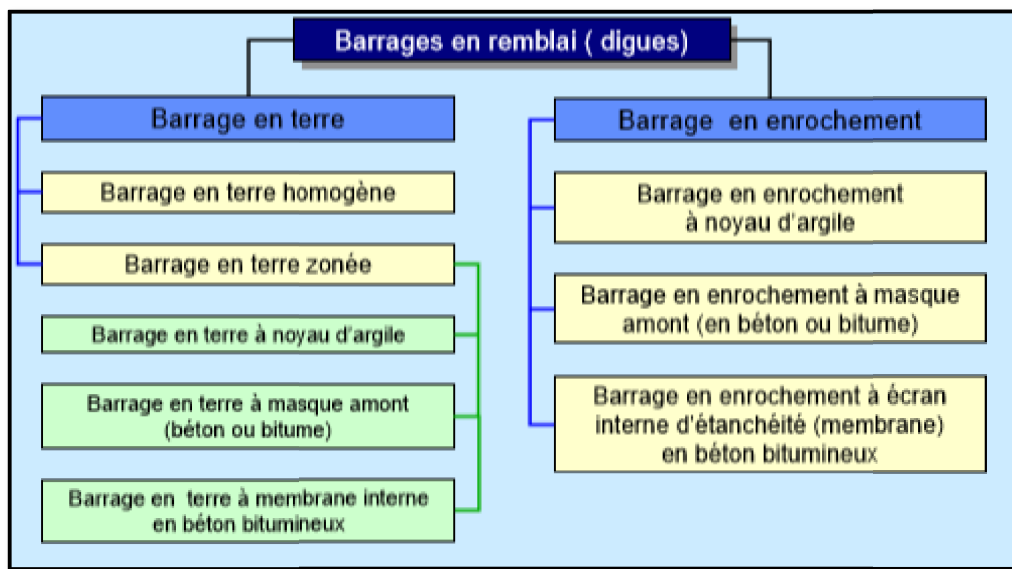
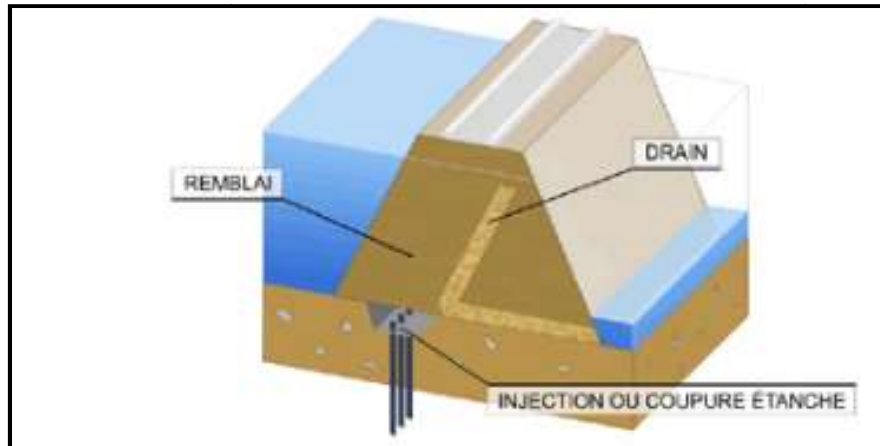


Figure I.7 : Les différents types des barrages en remblai [7]

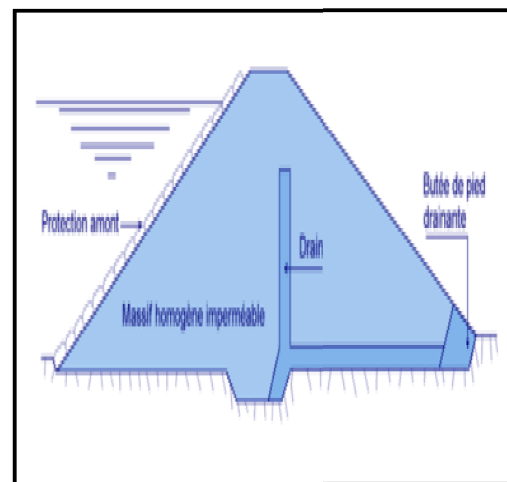
**Figure I.8 : Barrage en remblai**

I.3.2.1 Barrage en terre :

Les structures en « matériaux de terre » ne peuvent résister à la submersion ou au passage de l'eau à travers leurs corps. Ainsi, l'eau doit être captée par des drains à l'intérieur de la structure avant son débouchée sur le parement aval.

Les drains sont protégés des rejets de saletés par des filtres. La sortie d'eau sur le bord de la rivière s'appelle le renard.

L'apparition du renard est le résultat de perturbations internes de la structure, ce qui entraîne une destruction rapide de la structure, les mesures nécessaires doivent donc être pris. [5]

**Figure I.9 : Barrage en terre**

a. Barrage en terre homogène :

Les barrages en terre homogène sont des barrages constitués d'un seul matériau meuble suffisamment imperméable pour assurer la résistance à l'eau. Le sol est généralement posé par pression. [5]

Les barrages monolithiques sont équipés d'un dispositif de drainage dans la partie inférieure et d'une protection mécanique contre l'influence du batillage dans sa partie amont. [6]

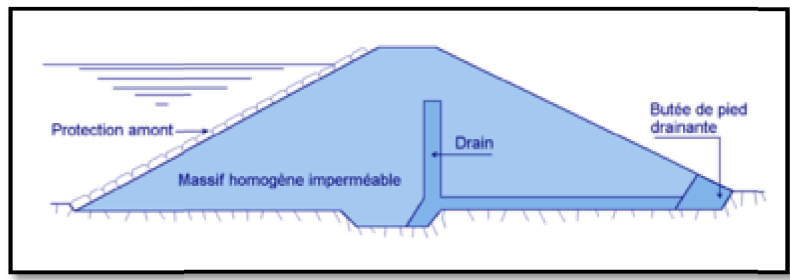


Figure I.10 : Barrage homogène

b. Barrage zones avec un noyau :

Souvent, l'hétérogénéité des matériaux disponibles sur le site ou leurs propriétés géotechniques ne permettent pas de prendre en compte une barrière étanche homogène.

Il existe une solution communément adoptée qui consiste à concevoir un lit en plusieurs zones, chacune constituée d'un matériau différent en fonction du rôle à jouer.

Chaque région, la fonction d'étanchéité est assurée par un noyau étanche en matériau argileux qui peut être placé en haut ou au milieu du barrage.

Les zones encadrant le noyau imperméable sont en tout venant compacté, elles assurent la résistance et la stabilité du barrage, en particulier pour le talus amont en cas de vidange rapide. [6]

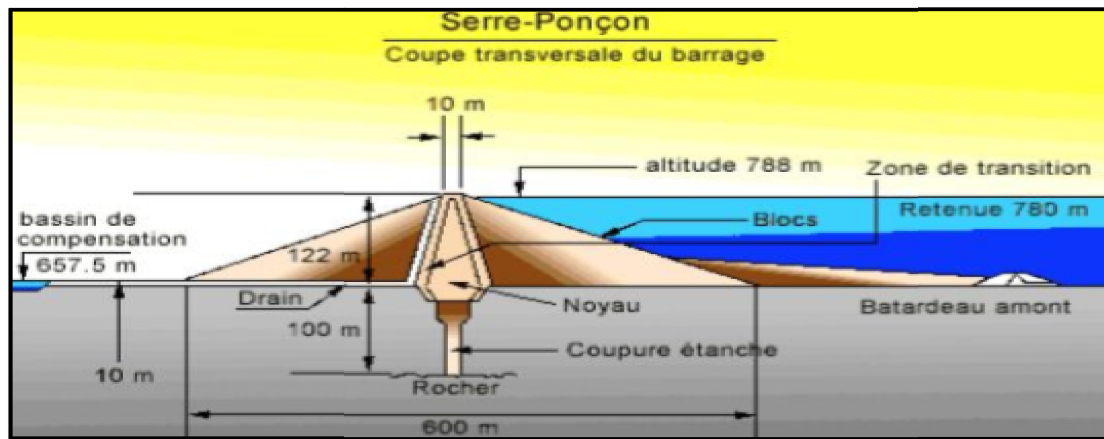


Figure I.11 : Barrage zonés avec à noyau étanche

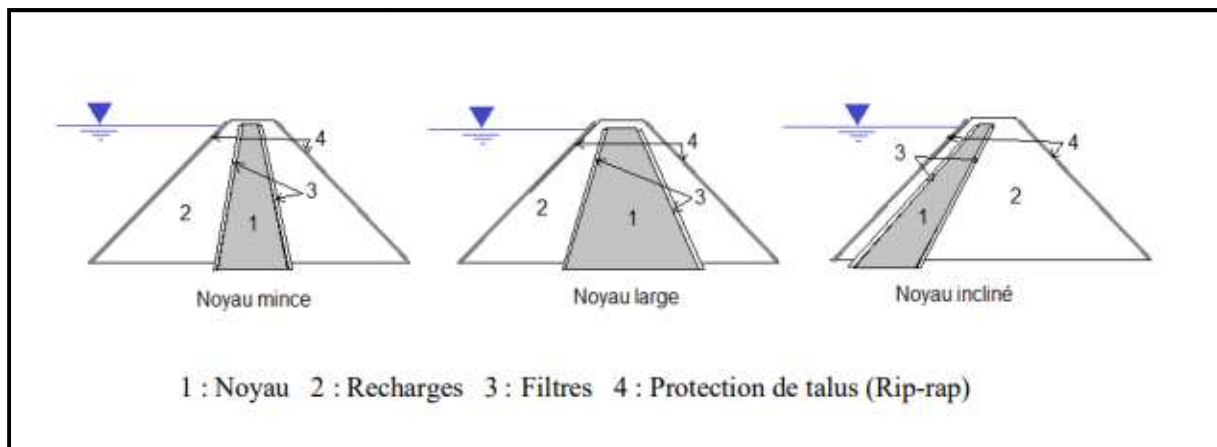


Figure I.12 : Barrage zoné

c. Barrage à masque amont :

Barrage à masque amont est constitué d'une masse perméable qui remplit une fonction de fixation où la résistance à l'eau est atteinte grâce à une couche appelée masque, qui est placée sur la masse rocheuse et le masque étant étanche sur toute sa surface. [10]

Le masque qui constitue l'organe d'étanchéité amont est classiquement réalisé en béton avec des produits bitumineux ou encore au moyen d'une géo membrane. Son épaisseur est limitée, ce qui lui permet de s'adapter aux déformations faibles mais inévitables du massif support.

La présence du masque en parement amont présente le double avantage de permettre des réparations en cas de dégradation du masque, mais aussi d'autoriser des vidanges de retenue très rapides. [5]

Le masque lui-même peut être réalisé :

- Par une dalle de béton armé coulée par plots successifs sur toute la surface du parement amont.
- Par une ou des couches de béton bitumineux mises en place par des engins routiers adaptés.
- Par des géo membranes (typiquement des feuilles de PVC de forte épaisseur) livrées en lés et soudées les unes aux autres. Les feuilles sont posées sur une couche de transition en matériau fin (pour éviter de déchirer la membrane qui s'appuierait directement sur les enrochements) et protégées par des dalles ou des pavés. [10]

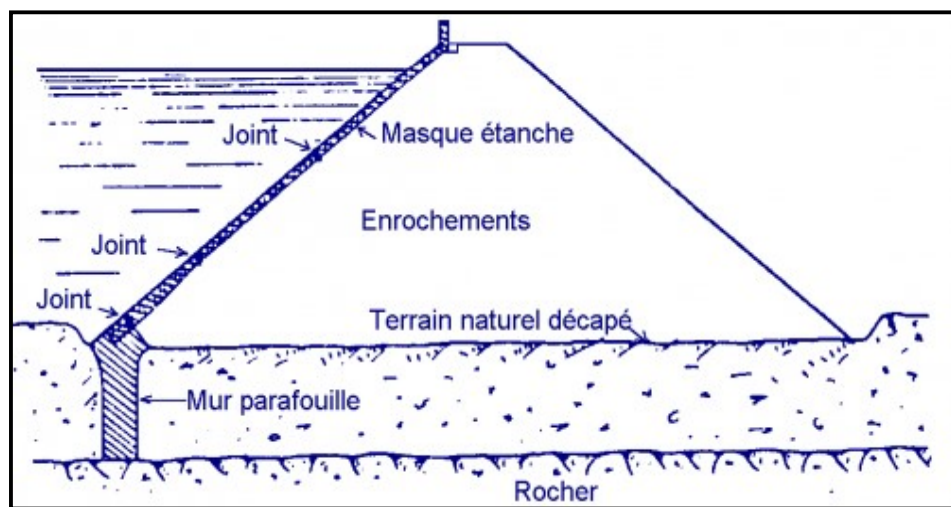


Figure I.13 : Barrage étanchéité amont

I.3.2.2 Barrage enrochement :

Le barrage en enrochement est un barrage constitué d'un gros tas de gravier dont la masse résiste aux contraintes auxquelles il est soumis.

Mais en raison de sa faible résistance à l'eau, il faut ajouter un élément d'étanchéité qui est la partie la plus sensible, à la fois dans la phase de projet et dans la phase de construction. [6]



Figure I.14 : Barrage enrochement du monde entier

➤ **Mise en place des enrochements :**

✓ **Enrochement en vrac :**

Ils sont simplement déversés depuis des wagons circulant sur une voie ou depuis des camions. Il est recommandé de construire des blocs de roche aussi grands que possible par étapes successives d'une dizaine de mètres de hauteur par exemple, pour éviter le déversement des enrochements sur une grande hauteur qui d'une part provoque une certaine ségrégation et d'autre part provoque dans le massif des tassements irréguliers. [6]

✓ **Enrochement arrimé :**

Les blocs de pierre entiers sont produits pour réduire les fruits des façades. Surtout ceux qui ne font que plus de quelques mètres d'épaisseur.

Si les blocs sont trop lourds, ils sont mis en place à la grue et les intervalles étant bouchés par de petits enrochements mis en place à la main. [6]

I.4 L'importance de la construction des barrages : [11]

Le résultat naturel des grands avantages que ces barrages apportent dont les plus importants sont :

I.4.1 Réserve d'eau :

L'objectif principal et en même temps le principal avantage de la construction de barrages est de stocker et d'exploiter l'eau et donc de répondre aux besoins croissants en eau, car les barrages aident à stocker l'eau de pluie et les eaux de crue.



Figure I.15 : Les réserves de l'Algérie en eau de surface s'élèvent à 4 Mds m³

Un avantage moderne a été ajouté aux avantages traditionnels de la construction de barrages représentés dans la production d'énergie électrique de sorte que les chambres de barrage internes sont équipées des technologies et des machines nécessaires pour cela, et la ruée intense de l'eau est exploitée pour produire de l'énergie.

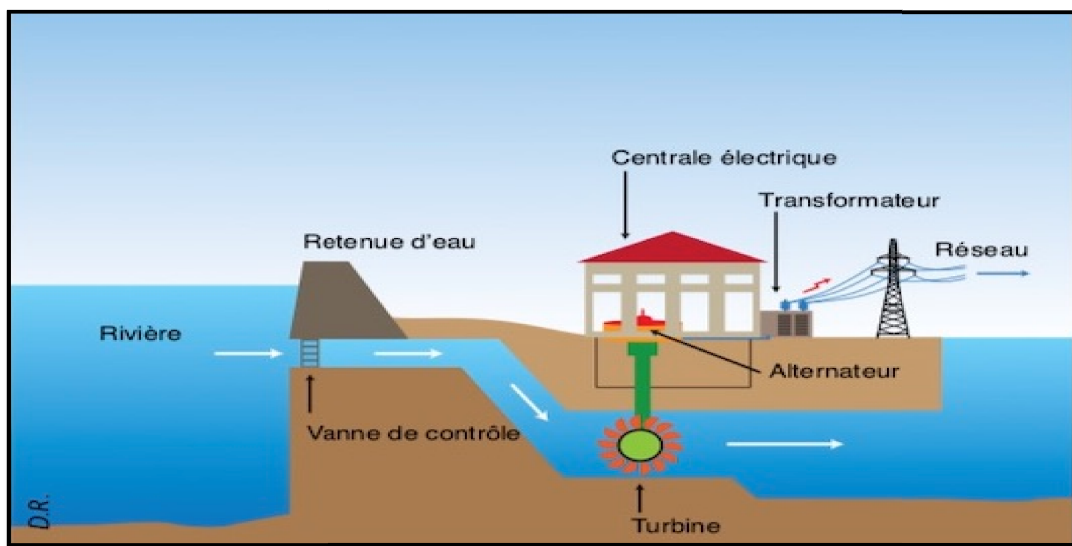


Figure I.16 : Les énergies hydrauliques

I.4.2 Répondre aux besoins humains en eau :

En raison de la croissance démographique et du développement dont le monde a été témoin, les besoins humains en eau ont considérablement augmenté. Certains pays souffrent d'un déficit pour répondre aux besoins humains en eau et pour cette raison, ils ont eu recours à la construction de barrage pour stocker de l'eau et fournir une eau adéquate.



Figure I.17 : Alimentation en eau potable

I.4.3 Agriculture et élevage :

La construction de barrages a un impact important sur les activités agricoles et d'élevage. Lorsque l'eau est disponible, l'agriculture est disponible et c'est exactement ce que fait le barrage.

L'ensemble de ces facteurs constitue un soutien économique fort pour tout pays, en particulier ceux qui dépendent principalement de ses ressources agricoles, et par conséquent la construction de barrages peut être considérée comme un facteur préventif contre l'empiètement de la désertification.



Figure I.18 : L'irrigation



Figure I.19 : Agriculture

I.4.4 Protection contre les inondations :

Les barrages contribuent à la protection contre les inondations qui menacent la vie et les propriétés des personnes et contre la réalité de la vie, les zones agricoles fertiles sont souvent sujettes aux inondations.

De nombreux barrages ont été construits dans le monde pour se protéger contre les risques d'inondation et ainsi garantir que les résidents de ces zones ne partiront pas.



Figure I.20 : Protection contre les inondations

I.5 Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons décrit de manière générale les différents types de barrages et ses fonctions, ainsi que leurs conditions naturelles d'implantation.

Sa conception requiert une étude pluridisciplinaire approfondie de la zone d'assise qui nous permet de choisir le type et les matériaux de construction appropriés pour chaque barrage.

Chapitre II

Présentation de la région de l'étude

II.1 Situation géographique :

La wilaya de Biskra est située à l'est du pays, et plus exactement au sud des Aurès qui constituent sa limite naturelle au nord. Elle s'étend au sud est jusqu'à la zone des Chotts (Chott Melghir) et au sud-ouest jusqu'au commencement du grand erg oriental. D'une superficie de 22379.95 Km² avec une population de 758354 habitants (DPAT, 2010), la wilaya de Biskra est limitée par la wilaya de Batna au nord, la wilaya de M'sila au nord-ouest, la wilaya de Djelfa au sud-ouest, la wilaya d'El oued au sud, la wilaya de Khenchla au nord et à l'est et la wilaya d'Ouargla au sud. Elle se situe dans une zone semi-aride à semi-désertique (ANAT, 2003). Elle comporte 12 dairas et 33 communes, parmi eux la commune de Tolga qui est la perle de la datte Deglet Nour, se située entre 4°92' et 5°52' de latitude nord et entre 34°67' et 35°09' de longitude et est sur une superficie de 121400 hectares avec une population de 58000 habitants.

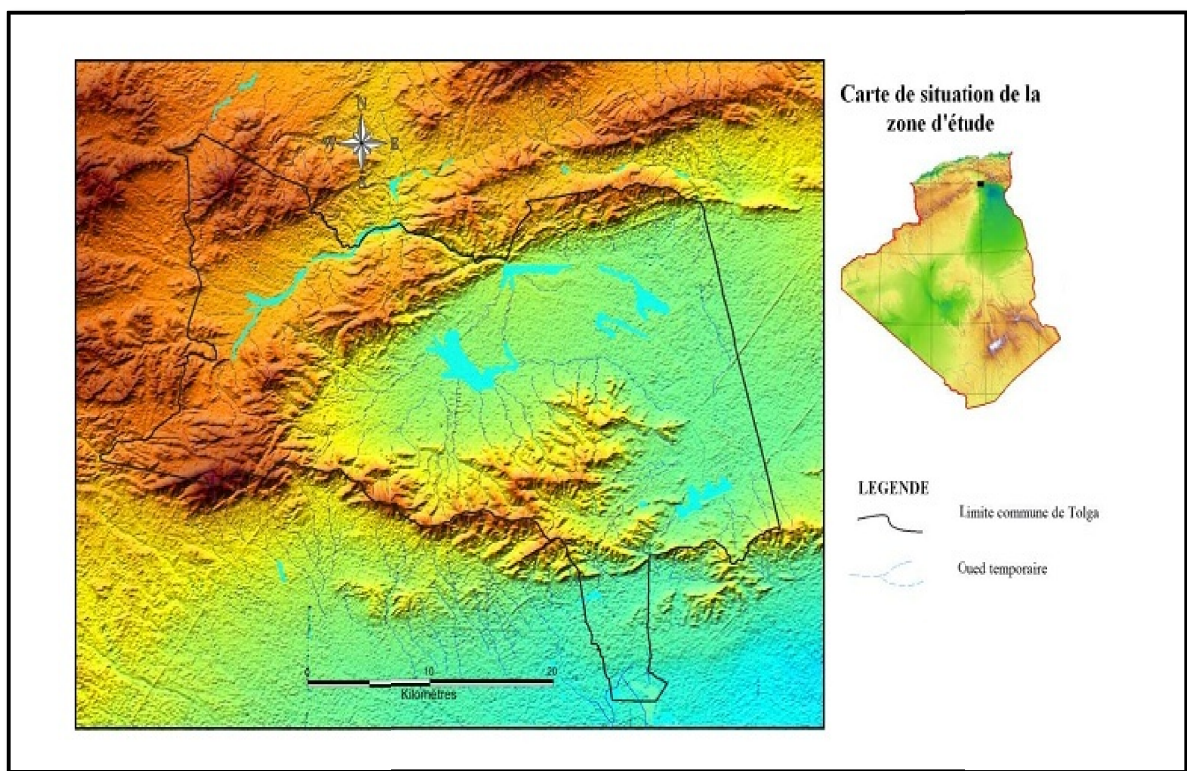


Figure II.21 : Carte situation administrative de la commune de Tolga

II.2 Relief :

II.2.1 Série montagneuse du nord :

Dans la partie nord, on trouve Djebel Moudiane de 651 m d'altitude qui s'étend d'une grande distance. Dans l'ouest Djebel Chaiba de 565 m et Djebel Mlazem qui constituent les crêtes du barrage d'Oued Selsou.

II.2.2 Série montagneuse centrale :

Cette série constitue la limite de la dépression centrale de Blad Elmazouchia, Blad el Maadar d'un côté et d'autre côté de la dépression d'Oued El Abioud. L'altitude de cette série varie entre 771 m à Djebel El Debba et 598 m à Djebel Mechrit au nord de cette série. On trouve également Djebel Lebraga de 712 m. La succession de cette série constitue la ligne de partage des eaux d'Oued El Abioud et Oued Naam. Par ailleurs on trouve Djebel Gassoum de 1087 m qui est la plus grande altitude dans cette série.

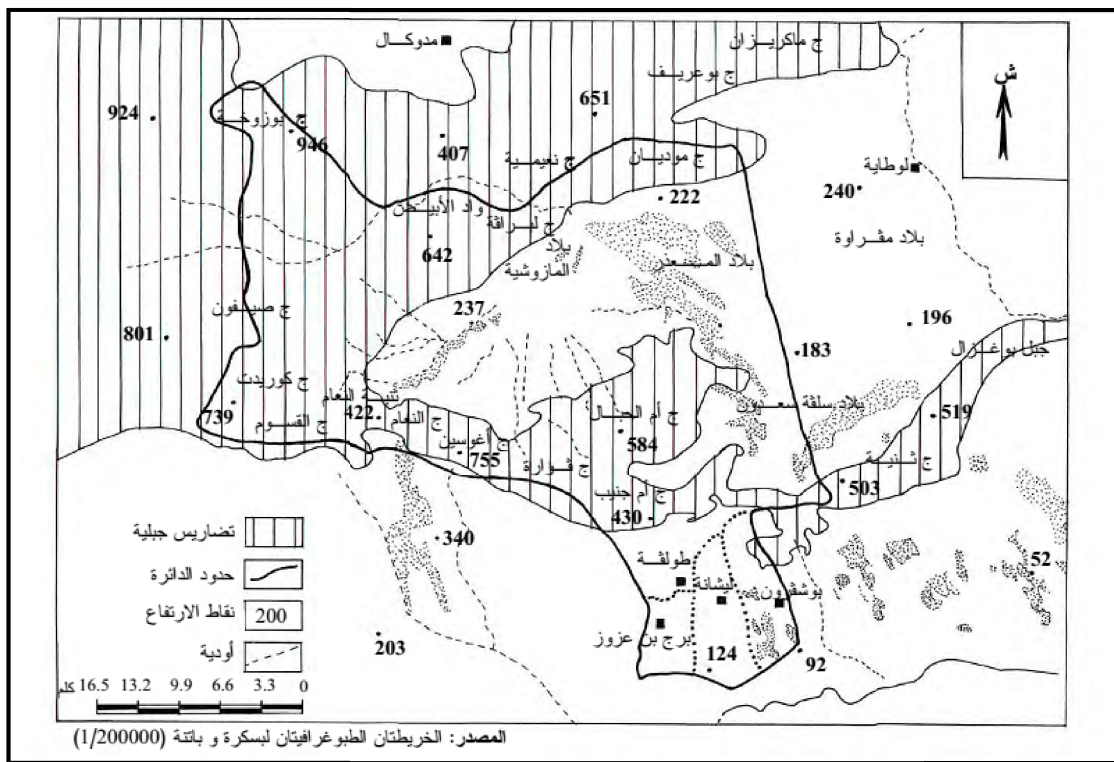


Figure II.22 : Relief de Tolga

II.3 Couvert végétal :

Selon leur mode d'adaptation à la sécheresse, les plantes des régions arides peuvent être divisées en deux catégories :

- 1- Plantes éphémères, appelées encore « achebs », n'apparaissant qu'après la période de pluies et effectuant tout leur cycle végétatif avant que le sol ne soit desséché. La longueur de ce cycle est très variable d'une espèce à une autre et dure généralement de un à quatre mois.
- 2- Plantes permanentes ou vivaces, où l'adaptation met ici en jeu, à côté de phénomènes encore mal connus, un ensemble d'adaptation morphologique et anatomique qui consistent surtout en un accroissement du système absorbant et une réduction de la surface évaporant. Elles ont la capacité de survivre en vie ralentie durant de longues périodes et sont dotées de mécanismes d'adsorption racinaire et de rétention d'eau performants.

La végétation des zones arides en particulier celle du Sahara est très clairsemée à aspect en général nu et désolé, les arbres sont aussi rares que dispersés et les herbes n'y apparaissent que pendant une période très brève de l'année, quand les conditions deviennent favorables. Par conséquent l'absence de végétation sur de grandes étendues est le caractère le plus simple du paysage saharien, le tapis végétal est discontinu et très irrégulier, les plantes utilisent surtout les emplacements où le ravitaillement en eau se trouve un peu moins défavorable qu'ailleurs (OZENDA, 1991). Ce sont souvent des plantes de petite taille. Selon les études phytoécologiques effectuées par l'ASAL et DGF, 2010 ; HANAFI et CHAMMAH, 2010 et sur la base des observations sur terrain. [12]

II.4 Occupation du sol :

Dans la wilaya de Biskra les terres utilisées en agriculture 185450 hectares qui représentent 76.84% de la superficie totale de la wilaya, et dans la commune de Tolga les terres utilisées en agriculture sont de 4440 hectares qui représentent 77.72% de la superficie totale de la commune. (**Tableau II.1**)

II.5 Population et socio économie :

La population de la wilaya de Biskra a passée de 589697 habitant après le recensement de 1998 à 758354 habitants en 2009. Dont la commune de Tolga à passer de 44690 habitants après le recensement de 1998 à 58000 habitants en 2009. Le palmier dattier qui est le moteur de la vie dans les oasis de Tolga, il a évolué de 1741.67 hectares en 1999 à 2462.50 hectares en 2010 à raison de 72.083 hectares par années. Tolga est incontestablement le pôle agro-commercial le plus attractif et le plus dynamique sur toute la région du Zab Gharbi (DUBOST et al., 1998). Sa présentation peut éclairer sur les principales propriétés qui stimulent ou limitent le développement de toute la région d'étude. En effet, la vitalité de cette commune découle d'un bon nombre de facteurs parmi lesquels on évoque :

- 1- L'évolution très rapide de sa population.
- 2- L'importance de son patrimoine phoenicicole (295090 palmiers) et la présence de la variété Deglet Nour (228580 palmiers) qu'est commercialement supérieure et universellement indiscutée.
- 3- Sa position géographique qui constitue un carrefour de travail obligatoire entre les Hauts plateaux et le Sud.
- 4- Population : Tolga est surpeuplée, sa densité démographique dépasse les 48 habitants/km² contre moins de 35 habitants/km² pour la wilaya, en effet sa population n'a pas cessé d'évoluer. Elle est passée de 20 500 habitants en 1977 à 29 857 en 1987 à 44 690 habitants en 2000 pour atteindre 58000 en 2009. Cette évolution est marquée par sa rapidité énorme.

Tableau II.1 : Affectation générale des terres de la wilaya de Biskra et la commune de Tolga [13]

	Wilaya de BISKRA		Commune de TOLGA	
Affectation de la terre	Superficie (Ha)	Taux (%)	Superficie (Ha)	Taux (%)
Superficie agricole utile (SAU)	185 450	11,23	4440	3.66
*Dont terres irriguées	108 389	58.45	3768	3.10
parcours	1 399 746	65,07	89830	73.98
Terres improductives	67 555	4,08	100	0.08
Total des terres utilisées en agriculture	1 652 751	76,84	94370	77.72
Forêts	97 780	4,55	7051	5.81
alfa	13 864	0,64	0	0
Total forêts	111 644	5,19	7051	5.81
Terres improductives et non spécialisées à l'agriculture	386 585	17,97	20009	16.48
total	2150980	100	121430	100

Source :DSA, 2010

II.6 Géologie :

II.6.1 Introduction :

La constitution même d'une retenue d'eau requiert du massif dans lequel elle est située des propriétés minimales en matière d'étanchéité naturelle. Par ailleurs, chaque type de barrage requiert des propriétés mécaniques minimales spécifiques en matière de déformabilité et de résistance des appuis. Tout projet de barrage commence donc par une étude géologique, géophysique et qui est progressivement affinée au fur et à mesure que le projet se développe et que les choix se précisent sur le type et la hauteur du barrage. Cette étude aboutit à la détermination de la nature des différentes formations (sols ou roches) présentes sur le site, leur extension géométrique, leurs propriétés en matière de perméabilité, déformabilité, résistance mécanique, altérabilité à l'eau, les discontinuités (failles, fractures, diaclases, zones de dissolution ou karsts) sont recherchées avec le plus grand soin.

II.6.2 Géologie régionale :

La région M'Doukal – Biskra : Zone charnière raccordant les deux grands ensembles du domaine atlasique : l'Atlas Saharien et l'Aurès. (Bassin Mio-pliocène d'El Outaya). Elle est caractérisée par les faciès suivants :

II.6.2.1 Le Crétacé moyen (Cm) :

Le crétacé moyen 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 et un développement manifeste de carbonates aux dépens des marnes du Nord au Sud. [14]

- **Le Cénomanién (Cn) :**

Il est représenté par une épaisse série marine, avoisinant les 700 m d'épaisseur, marno-calcaire à sa base et marneuse à son sommet. Dans la partie occidentale de l'Aurès (Dj. Metlili, El Kantara), il est formé d'alternances de calcaires gris jaunâtres à violacés, de marnes et de calcaires marneux à passées lumachelliques que surmontent des calcaires dolomitiques à orbitolines ou des dolomies blanches saccharoïdes. Au centre et à l'Est du massif (Dj. El Ezreg, 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. A l'Est de Biskra (flanc sud d'Ahmar Khaddou), le Cénomanién est représenté par des marnes à ammonites et des calcaires à ostracées, huîtres et polypiers au sommet. [14]

- **Le Turonien (Ct) :**

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 et sa périphérie. 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). Dans la partie occidentale de l'Aurès (Dj. Metlili, El Kantara), il débute par des calcaires bréchoïdes à rudistes et nodules siliceux qui sont surmontés par des alternances de marnes et de calcaires à oursins, gastéropodes et polypiers et se termine par des calcaires graveleux et ferrugineux. Au centre et au NE du massif (Dj. El Ezreg), il est formé de calcaires compacts à rudistes et polypiers qui passent par la suite à des alternances de marnes à échinidés et de calcaires marneux ou marnes calcaires. Dans la partie la plus orientale Dj. El Ezreg, on enregistre un développement plus important des marnes au dépend des calcaires. Au SE flanc sud d'Ahmar Khaddou), il est formé de calcaires à rudistes, polypiers et algues admettant quelques intercalations de marnes ou de calcaires marneux. Près de Biskra (Dj. Bou Rhezal), il est formé de calcaires, de calcaires marneux ou dolomitiques, de marnes et de gypse au sommet. [14]

II.6.2.2 Le Crétacé supérieur (Cs) :

- **Le Sénonien :**

A l'inverse des formations sous-jacentes, le Sénonien n'affleure pas que dans les anticlinaux mais bien aussi dans les synclinaux de la région. Il est formé d'une épaisse série marine 1500 à 2000 m, marno-calcaire présentant une certaine homogénéité d'ensemble avec une réduction Nord – Sud des épaisseurs.

Au centre et dans la partie orientale du massif (DJ. El Ezreg, Ahmar Khaddou) il est formé de marnes contenant quelques bancs de calcaires marneux coniacien-santonien, le Sénonien est représenté par des marnes noires et des calcaires crayeux campaniens et par des calcaires massifs à inocerames et échinidés maestrichtiens. [14]

II.6.2.3 L'ensemble des argiles brunes et vertes – Aquitano-burdigalien - (Miocène 1-2) [(Mi) burdigalien et (Oa) aquitanien] :

Sa base est constituée de formations détritiques le plus souvent continentales qui passent par endroits, à des formations lacustres et évaporitiques, de couleur généralement rouge et repose en discordance plus ou moins accentuée sur l'Oligocène, l'Eocène inférieur ou moyen ou sur le Crétacé. Il se localise principalement sur les bordures orientales des bassins néogènes (El Outaya, El Kantara et le Hodna plus au nord-ouest). Aux alentours d'El Outaya, les argiles vertes sont directement recouvertes par des calcaires argileux. [14]

II.6.2.4 Le quaternaire (qt) :

- **Les terrasses anciennes :**

Cette terrasse est bien développée dans la partie Est de la région, vers l'Oued Biskra. Aux environs des régions montagneuses, elle est principalement formée de poudings remplacés progressivement par un dépôt sableux et argileux vers le sud de Biskra.

- **Le quaternaire Moyen :**

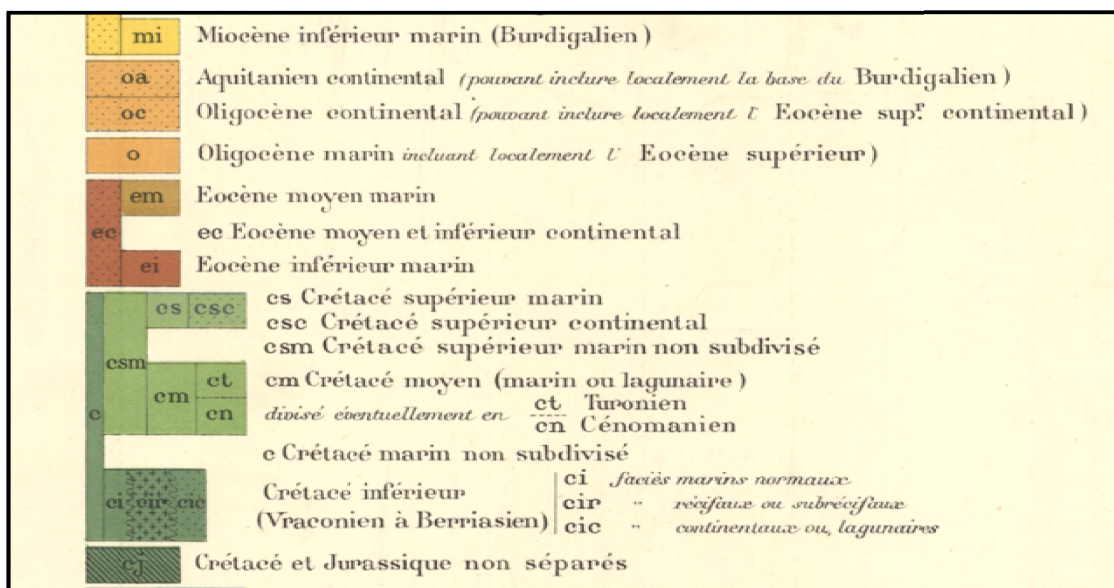
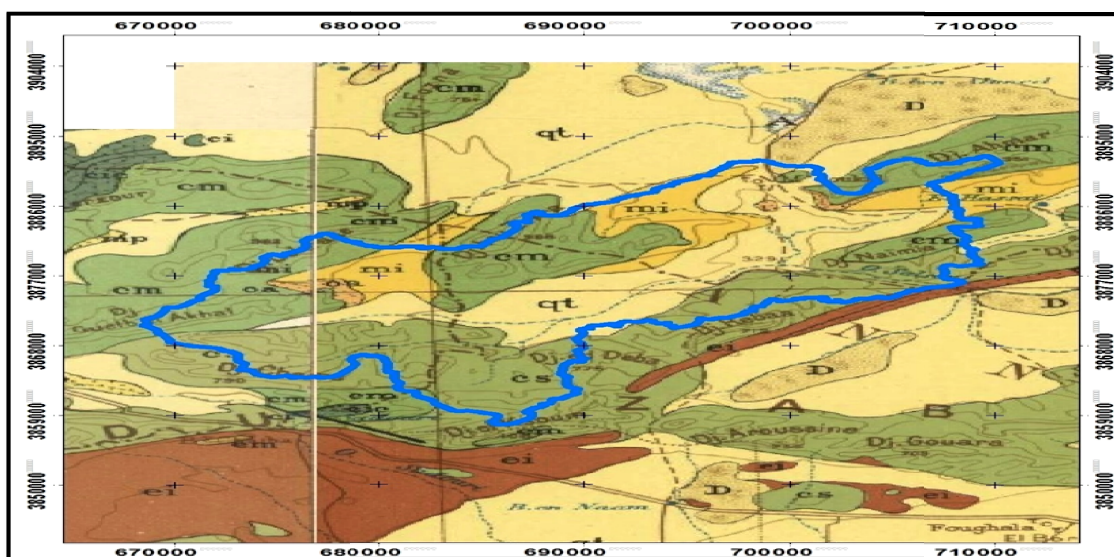
Il se présente sous forme de Croûte dite « deb- deb » dont le dépôt se poursuit sans doute encore de nos jours. C'est une formation calcaire- gypseuse atteignant jusqu'à deux mètres d'épaisseur, elle occupe les contours des montagnes qui présentent des flancs calcaires (Tolga, Bouchagroun, Lichana, Ain Ben Noui), des travertins de sources anciennes qui datent aux environs des sources Oumach, Mlili et Megloub. Les sources actuelles sondent 4 à 5 m au dessous des anciens dépôts travertineux. Des alluvions sablonneuses et argileuses dans toutes les grandes plaines sur la rive gauche de l'Oued Djeddi.

- **Le quaternaire actuel :**

Ce sont principalement des éboulis et les cailloutis aux pieds des montagnes et sur les pentes, des dunes constamment en mouvement et des alluvions sableuses et caillouteuses dans les lits actuels des oueds.

II.6.2.5 Dunes récentes :

Une dune est un relief ou un modelé composé de sable. Les ensembles dunaires font partie des formations superficielles (formations qui sont relativement récentes à l'échelle géologique), les mouvements des dunes et des massifs dunaires et définissent les formes générales et de détails (modelés). Toutes les dunes étant composées de sable. [15]



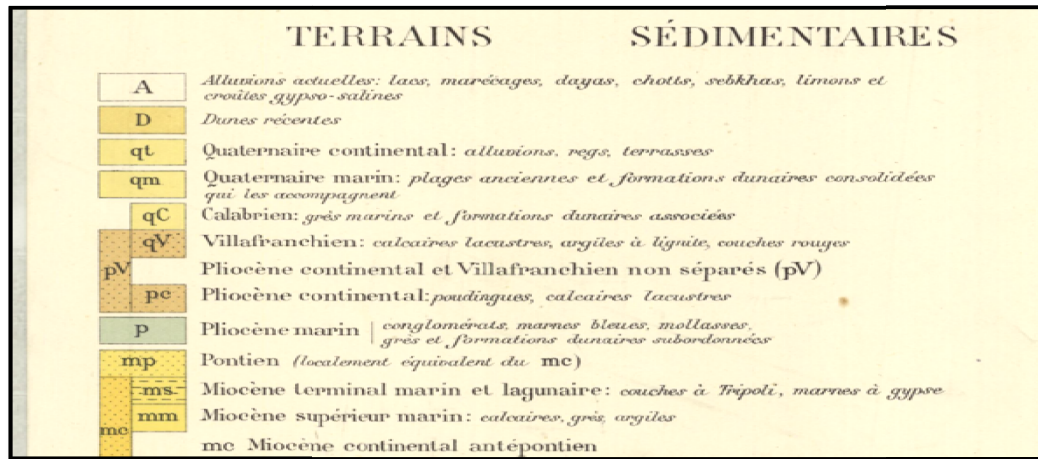


Figure II.23 : Carte géologique de l'Algérie 1952 avec traitement personnel

II.7 Cadre climatique :

II.7.1 Précipitation moyenne mensuelle :

A partir du tableau ci-dessous, on constate que le mois de septembre est le plus pluvieux de 20.87 mm suit par le mois de novembre avec 18.18 mm. Mais on considère que le mois de juillet et le moins pluvieux avec seulement de 4.17 mm de précipitation.

Tableau II.2 : Précipitation moyenne mensuelle de la station Biskra (1969/1970-2007/2008)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Jui	Août	Somme (mm)
Pluie (mm)	20.87	15.16	18.18	9.74	16.34	9.47	13	13.26	12.26	6.8	4.17	7.47	146.72
P%	14.22	10.33	12.39	6.64	11.14	6.45	8.86	9.04	8.36	4.63	2.84	5.09	100.00

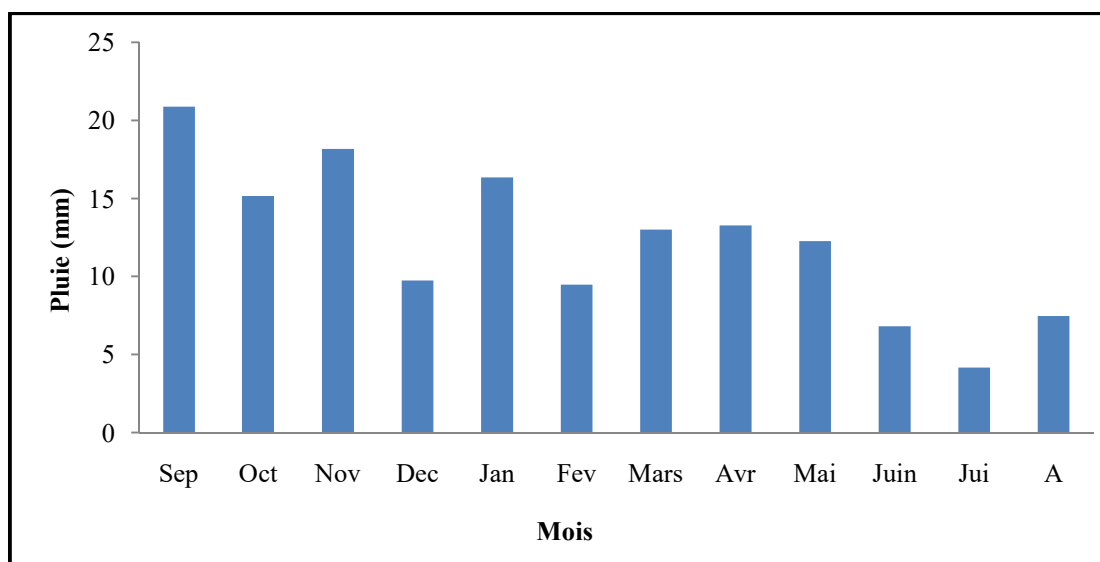


Figure II.24 : Précipitation moyenne mensuelle de la station Biskra (1969/1970-2007/2008)

II.7.2 Précipitation journalières maximales :

Pour la période de 1947 à 1997, on a enregistré trois grandes valeurs de la pluie journalière maximale, la première en 1957 de 148 mm a de 123.8 mm de l'année 1969 et de 102.01 mm de l'année 1970.

Tableau II.3 : Précipitation journalière maximale de la station Foug el-Gherza -Biskra
(1947/1998)

Année	Pjmax	Année	Pjmax
(ans)	(mm/j)	(ans)	(mm/j)
1947	9.23	1973	13.76
1948	24.85	1974	14.02
1949	15.62	1975	23.37
1950	31.35	1976	38.3
1951	30.67	1977	9.69
1952	28.04	1978	11.4
1953	20.98	1979	12.54
1954	68.4	1980	15.4
1955	18.4	1981	31.01
1956	19.38	1982	25.08
1957	148	1983	8.89
1958	24.4	1984	26.22
1959	38.76	1985	34.2
1960	37.05	1986	22.8
1961	19.38	1987	18.24
1962	19.84	1988	29.98
1963	68.4	1989	50.16
1964	25.19	1990	31.35
1965	68.4	1991	39.9
1966	85.5	1992	26.22
1967	30.78	1993	18.24
1968	13.68	1994	14.25
1969	123.8	1995	38.76
1970	102.01	1996	33.63
1971	15.96	1997	38.19
1972	25.99	1998	26.79

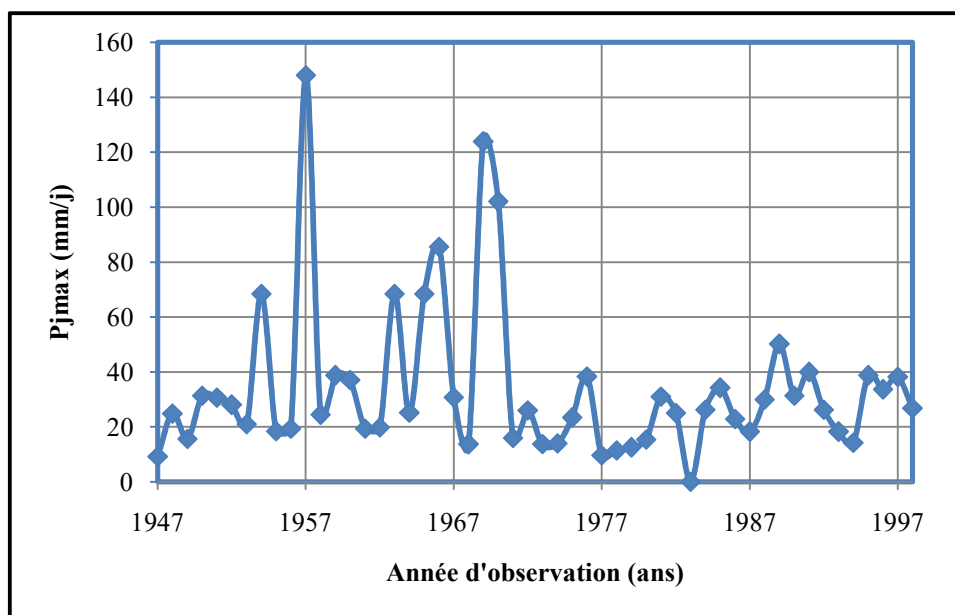


Figure II.25 : La variation de précipitation journalière maximale de la station Foug el Gherza -Biskra (1947/1998)

II.7.3 Evaporation :

L'évaporation dans la région d'étude est très importante, elle s'accroît particulièrement durant la période de sirocco. Le tableau ci-dessous indique une forte évaporation en été celle-ci provoque un besoin en eau maximum s'étalant du mois de mai jusqu'au mois de juillet. La période allant du mois de novembre jusqu'au mois de février correspond à une demande minimum en eau et correspond à la période de précipitations. Un pic d'évaporation est enregistré au mois de juillet avec 373.5 mm à la station de Biskra. La faible évaporation est enregistrée au mois de décembre, elle est de 89.82 mm. Signalons que le total annuel de l'évaporation est de 2457 mm. De ce fait pour compenser ce besoin en eau, il sera nécessaire d'apporter de l'eau pendant la période estivale de forme d'irrigation intense dans cette zone au cours de cette période.

Tableau II.4 : Evaporation moyenne mensuelle de la période (2001-2011) [16]

Mois	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Jui	Août	Sep	Oct	Nov	Déc	Somme (mm)
E (mm)	94.73	106.5	165.5	191.2	258.1	316.2	373.5	340.7	235.6	167.4	117.8	89.82	2457

Source O.N.M Biskra.2009

II.7.4 Le vent :

La valeur moyenne annuelle de la vitesse est de 4.22 m/s pour la période 1969/2008, ce qui concerne les moyennes mensuelles sont presque proches, tel que la valeur minimale est de 3.6 m/s du mois de novembre et la maximale de 5.32 m/s du mois d'avril.

Tableau II.5 : La moyenne mensuelle de la vitesse du vent de la période (1969/2008) [16]

Mois	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Jui	Août	Sep	Oct	Nov	Déc	Moyenne
V (m/s)	3.92	4.36	4.76	5.32	5.16	4.55	3.92	3.84	3.74	3.8	3.6	3.65	4.22

Source O.N.M Biskra.2009

II.8 Conclusion :

La région de l'étude est caractérisée par un climat saharien avec une précipitation faible et irrégulière. La moyenne interannuelle de la station de Biskra est de 146.72 mm. Les évaporations enregistrées dans cette région sont élevées et dépassent souvent la moyenne de précipitation.

Chapitre III

Etude hydrologique

III.1 Introduction :

L'étude hydrologique nous renseigne sur le cycle de l'eau dans la retenue et l'évolution de celle-ci à la surface de la terre et dans le sol. Elle entre dans le cadre de la faisabilité du barrage et ces ouvrages annexes, cette étude permet de :

- ✓ La détermination de l'apport moyen interannuel.
- ✓ La détermination des apports fréquentielles.
- ✓ L'estimation des volumes de l'apport solide.
- ✓ L'estimation du volume mort pour déterminer la capacité de la retenue.
- ✓ Une analyse de crues : l'estimation du débit maximal et le volume de la crue.

III.2 Paramètres topographiques :

III.2.1 Introduction :

La topographie a pour objet la description et la représentation locale des formes de la surface. Les méthodes utilisées sont les levés, soit en mesurant directement sur le terrain (mesures d'angles, de distances, ou GPS), soit en exploitant les propriétés métriques d'images aériennes. Cette étude nous permet de :

- ✓ Choisir l'exutoire et le site du barrage.
- ✓ Délimiter le bassin versant qui alimente le barrage.
- ✓ Déterminer les paramètres morpho-métriques tels que, la surface et le périmètre, la longueur de cours d'eau principal.

III.2.2 Situation géographique : [17]

Le site du barrage se trouve sur Oued Selsou qui est le plus grand Oued de la Daïra de Tolga. Ce barrage est destiné pour l'irrigation des périmètres agricoles avoisinants. **(Figure III.26)**

Le site de barrage est défini par les coordonnées Lambert suivantes :

$$X = 708912.318 \text{ m}$$

$$Y = 3875855.024 \text{ m}$$

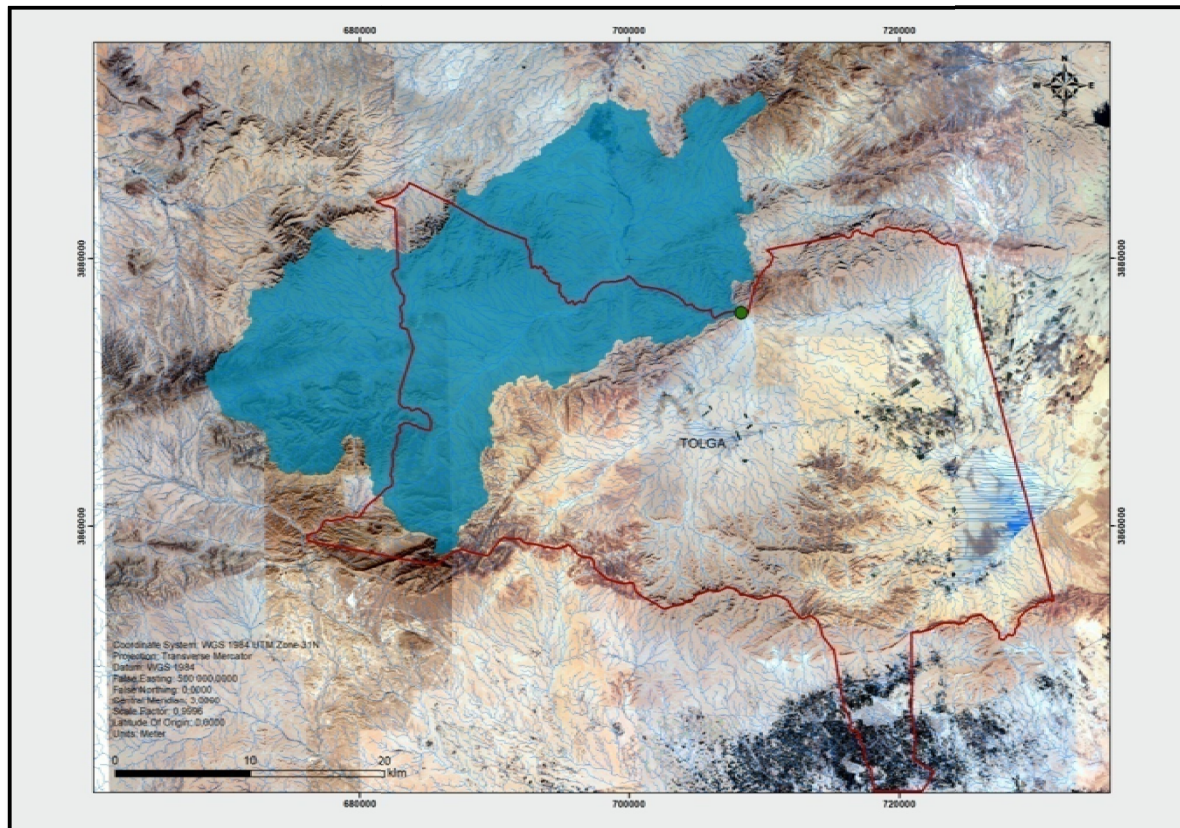
- **Système des coordonnées :**

WGS_1984_UTM_Zone_31N WKID: 32631 Authority: EPSG

Projection: Transverse_Mercator. false_easting: 500000,0

false_northing: 0,0. central_meridian: 3,0

scale_factor: 0,9996 . latitude_of_origin: 0,0. Linear Unit: Meter (1,0)



— Limite du bassin versant
● Site du barrage

— Limite de la commune du Tolga

Figure III.26 : Localisation du bassin versant d'Oued Selsou

III.2.3 Caractéristiques morpho-métriques du bassin versant :

III.2.3.1 La surface et périmètre :

La surface du bassin versant est mesurée par l'Arcgis 10.2.2. Le calcul nous donne :

La surface : **S = 630 Km²**

Le périmètre de ce bassin est de : **P = 148 Km**

Longueur du talweg principal : **Lt = 48.307 Km**

III.2.3.2 Indice de compacité de Gravillius :

L'indice de compacité est un coefficient exprimant la forme géométrique du bassin versant, il est donné par la formule suivante :

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

Si :

- $K_G < 1.12$ Bassin versant est ramassé.
- $K_G = 1.12$ Bassin versant carrée.
- $K_G > 1.12$ Le bassin versant est allongé Avec :

K_G : Indice de Gravillius.

S : Superficie du bassin versant (Km^2).

P : Périmètre du bassin versant (Km).

Dans notre cas le $K_G = 1.65$

Cette valeur indique que le bassin versant est de forme allongée.

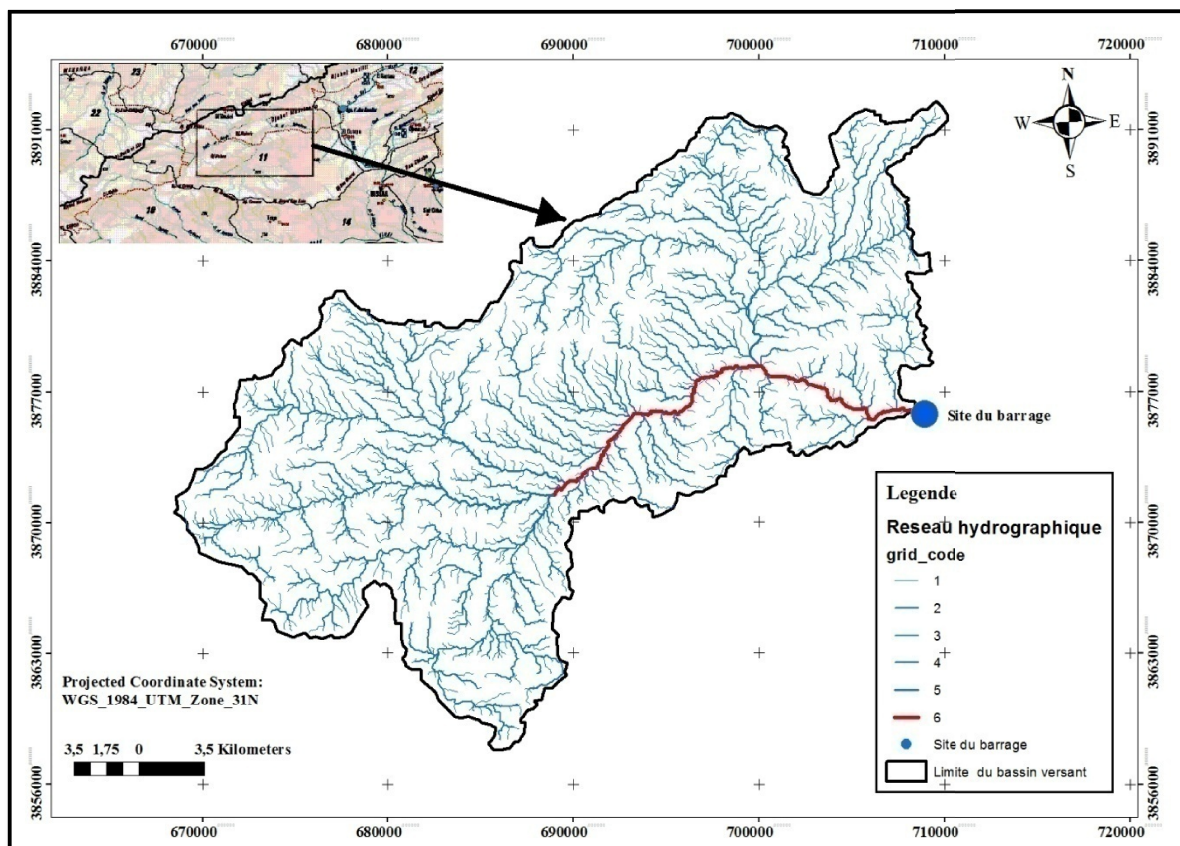


Figure III.27 : Carte de réseau hydrographique du bassin d'Oued Selsou

III.2.3.3 Rectangle équivalent :

C'est une transformation purement géométrique qui consiste à assimiler le bassin versant à un rectangle. Cette notion permet de comparer les deux bassins entre eux du point de vue l'influence de leurs caractéristiques sur l'écoulement.

- La longueur : $L_r = \frac{KG\sqrt{S}}{1.12} \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{KG} \right)^2} \right)$

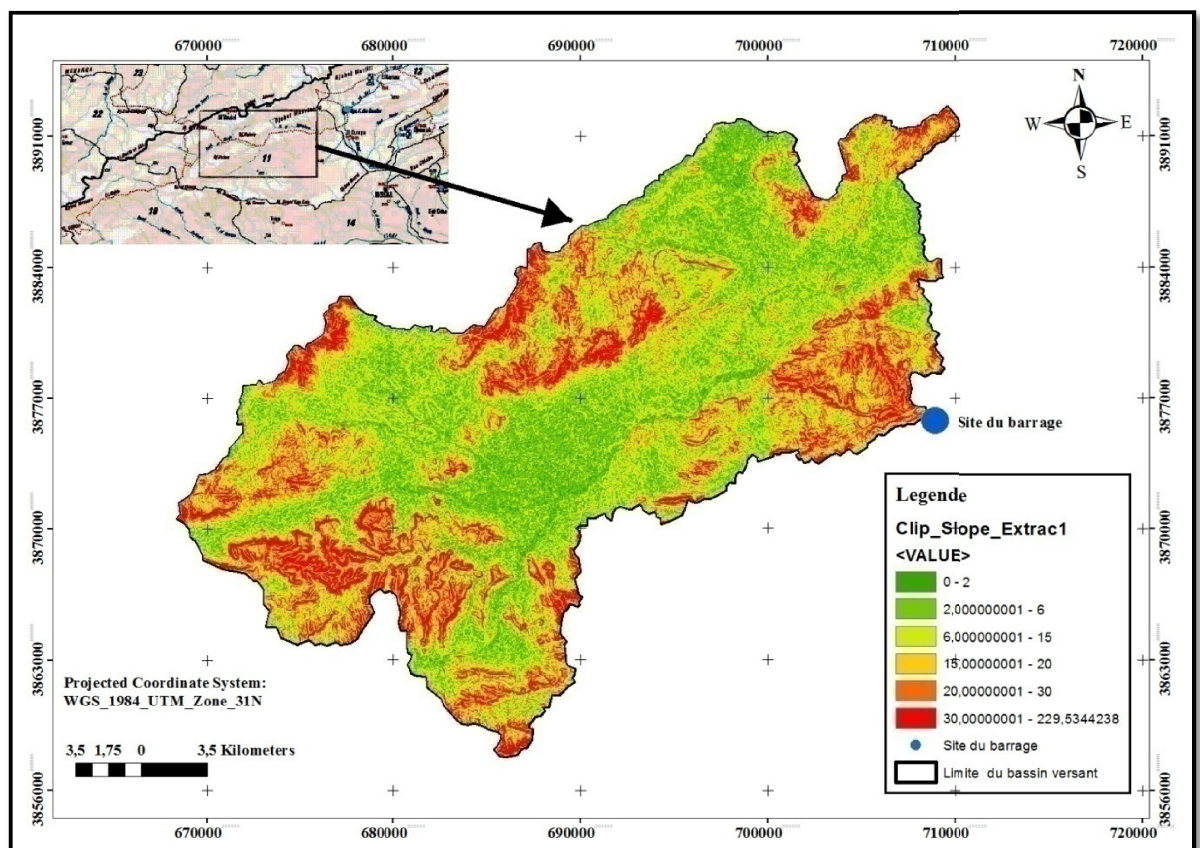
$$L_r = 64.13 \text{ km}$$

- La largeur : $l_r = \frac{KG\sqrt{S}}{1.12} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{KG} \right)^2} \right)$

$$l_r = 9.82 \text{ km}$$

III.2.3.4 Les indices de pentes :

Les indices de pentes permettent, comme pour certaines caractéristiques géométriques de comparer les bassins versants entre eux. Elle accélère le ruissellement sur les versants et détermine en partie le temps de réponse du cours d'eau aux impulsions pluviométriques.



Altitudes minimale et maximale :

Elles sont obtenues directement à partir de la carte topographique. L'altitude maximale représente le point le plus élevé dans le bassin versant tandis que l'altitude minimale considère le point le plus bas généralement à l'exutoire soit :

Hmax = 910 m et Hmin = 260 m

- **Indice de pente moyenne :**

Il est calculé par la formule suivante :

$$I_m = (H_{max} - H_{min}) / \sqrt{S}$$

S : La surface du bassin versant (Km²), (**S = 630 km²**)

Im = (910-260)/(630^{1/2}) = 25.89 m/km soit 0.25 %

- **Indice de pente globale :**

$$I_g = \Delta H / L_r$$

L_r : Longueur de rectangle équivalent (Km), (**L_r = 64.13 km**)

I_g = (910-260)/64.13 = 10.13 m/km soit 0.1 %

- **Dénivelée spécifique**

Ds = I_g*(S)^{0.5} = 10.13*(630)^{0.5} = 254.26 m

Donc : 250 m < Ds < 500 m

Donc le bassin versant d'Oued Selsou a un relief fort.

III.2.4 Caractéristiques hydrographiques du bassin versant :

III.2.4.1 Réseau hydrographique :

En hydrologie, les données topographiques dans une échelle spatiale et temporelle bien définie sont indispensables pour la caractérisation du régime hydrologique. Cependant, les cartes topographiques disponibles sont de faible résolution. Dans le cadre de cette étude, nous avons utilisé ASTER MNT d'une résolution de 30*30 m gratuitement disponible sur internet (<https://earthexplorer.usgs.gov/>). La reproduction de réseau hydrographique du bassin versant de l'Oued Selsou est faite à l'aide du logiciel Arc gis 10.2.2. **(Figure III.29)**

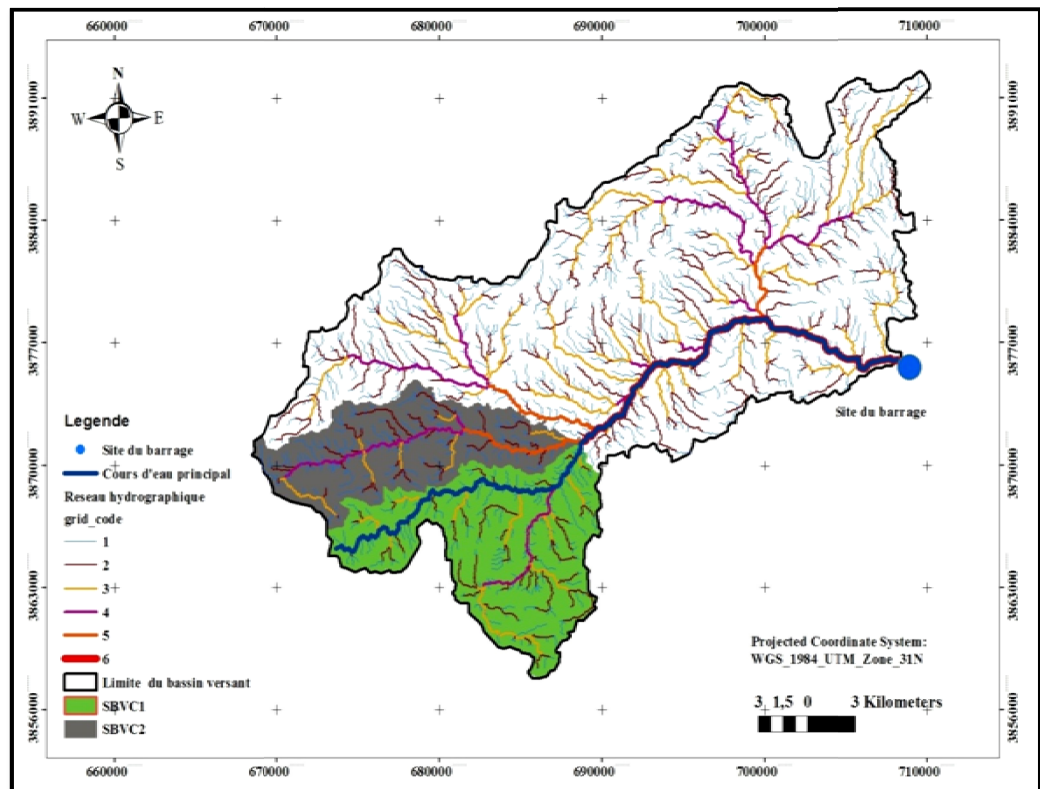


Figure III.29 : Carte de localisation du cours d'eau principal (Bassin versant d'ordre 6 suivant la classification de SCHUMM)

III.2.4.2 Cours d'eau principal :

Le bassin versant est constitué d'un cours d'eau principal, qui prend sa source le plus souvent sur les hauteurs en amont, au niveau de ce qu'on appelle la « tête de bassin ». Ce cours d'eau s'écoule dans le fond de la vallée pour se jeter dans un fleuve en aval à l'exutoire du bassin versant.

Le cours d'eau principal du bassin versant d'Oued Selsou est caractérisé par :

- Hauteur à l'exutoire égale à 260 m.
- Hauteur à l'amont égale à 720 m.
- Longueur totale égale à 48.307 Km.

III.2.4.3 Densité de drainage :

C'est le rapport entre la longueur totale de tous les cours d'eau et la surface du bassin versant. Elle est calculée par l'équation suivante :

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

Li : Longueur totale des cours d'eau (Km), (***Li* = 1436.99 km**)

Donc le ***Dd*** = $1436.99/630 = 2.28 \text{ km/km}^2$

III.2.4.4 Temps de concentration :

Le temps de concentration est donné par les formules suivantes :

- **Formule de Giandotti (DGCTA ,1995) :**

$$Tc = \frac{4\sqrt{Sb} + 1.5Lt}{0.8\sqrt{\left(\frac{H_{max} - H_{min}}{2}\right)}} \quad [18]$$

Où :

Tc : Temps de concentration (heures).

Sb : Superficie du bassin (Km²) , (***Sb* = 630 km²**)

Lt : Longueur du talweg principal (Km) , (***Lt* = 48.307 km**)

H max : Altitude maximale (m) , (***Hmax* = 910 m**)

H min : Altitude minimale (m) , (***Hmin* = 260 m**)

$$Tc = 12.10 \text{ h}$$

- **Formule de CALIFORNIA :**

$$Tc = \left(\frac{0.87 Lp^3}{H_{max} - H_{min}} \right)^{0.386}$$

$$Tc = 6.93 \text{ h}$$

Vue la grande différence entre les deux valeurs, on a pris la valeur de Giandotti qui est la plus fréquemment utilisée pour les ouvrages en Algérie, donc le ***Tc* = 12.10 h**

III.2.4.5 Vitesse de l'écoulement de l'eau (*Ve*) :

Elle est donnée par l'expression suivante :

$$Ve = \frac{Lt}{Tc}$$

Avec :

Ve : Vitesse d'écoulement de l'eau en m/s.

Lt : Longueur de talwegs principale en m.

Tc : Temps de concentration en seconds.

En remplaçant chaque terme par sa valeur on trouve que le ***Ve* = 1.10 m/s**

Les paramètres géomorphologiques pour le bassin d'Oued Selsou sont récapitulés dans le (Tableau III.6)

Tableau III.6 : Récapitulation des caractéristiques morpho-métriques du bassin versant d'Oued Selsou

Désignation	Symbole	Unités	Valeurs
Superficie	S	Km ²	630
Périmètre	P	Km	148
Longueur de thalweg principal	Lt	Km	48.307
Indice de compacité	Kc	/	1.65
Longueur (Rectangle équivalent)	L _r	Km	64.13
Largeur (Rectangle équivalent)	l _r	Km	9.82
Altitude maximal	H max	m	910
Altitude minimal	H min	m	260
Altitude moyenne	H moy	m	/
Indice de pente global	Ig	m/km	10.13
Indice de pente moyenne	Im	m/km	25.90
Indice de pente ROCHE	IPR	m/km ²	/
Dénivelée spécifique	Ds	m	254.26
Vitesse de ruissèlement	Ve	m/s	1.10
Densité de drainage	Dd	km/km ²	2.28
Coefficient de torrentialité	Ct	/	/
Temps de concentration (Giandotti)	Tc	h	12.10
Temps de concentration (CALIFORNIA)	Tc	h	6.93
Longueur totale des cours d'eau	Li	Km	1436.99

III.2.5 Caractéristiques climatiques du bassin versant :

L'objectif de l'étude climatologique est de fournir des données concernant le climat, les données nécessaires pour la conception du barrage et de ces ouvrages annexes. Les conditions climatiques du bassin jouent un rôle capital dans le comportement hydrologique des cours d'eau. Les facteurs qui déterminent le climat sont :

- La précipitation avec sa distribution dans le temps et dans l'espace.
- L'évaporation.
- Le vent.

III.2.5.1 Station de référence :

Compte tenu du manque de station climatologique dans la zone du projet, on a eu recours aux observations faites à la station de Biskra qui se trouve au sud de la zone d'étude.

(Tableau III.7)

Tableau III.7 : Caractéristiques de la station de référence de la wilaya de Biskra

Nom de station	Latitude	Longitude	Altitude	Période
Biskra	54352	345136	124 m	1969-2008

III.2.5.2 Précipitation moyenne mensuelle :

Tableau III.8 : Précipitation moyenne mensuelle de la station Biskra (1969/1970-2007/2008)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Jui	Août	Somme (mm)
Pluie (mm)	20.87	15.16	18.18	9.74	16.34	9.47	13	13.26	12.26	6.8	4.17	7.47	146.72
P%	14.22	10.33	12.39	6.64	11.14	6.45	8.86	9.04	8.36	4.63	2.84	5.09	100.00

La précipitation moyenne annuelle est de **146.72 mm**, elle est minimale durant le mois juillet avec une valeur de 2.84 mm, et elle est maximale pour les mois de septembre avec une valeur de 14.22 mm. (Tableau III.8)

III.2.5.3 Etude des apports liquides :

Cette analyse sera destinée à la détermination des apports liquides annuels au niveau de la retenue. Vue l'absence d'une station hydrométrique au niveau d'Oued Selsou, les apports sera estimés par les formules empiriques suivantes :

1- Formule de SAMIE, 1955b :

$$\text{SAMIE, 1955b} \quad E = (293 - 2.2 * \text{racine}(S)) * (Pa/1000)^2 \quad E \text{ (mm)}$$

$$Pa = 146.72 \text{ mm} \quad S = 630 \text{ Km}^2$$

$$E = (293 - 2.2 * (630)^{0.5}) * (146.72/1000)^2 = 5.12 \text{ mm/ans}$$

$$A = E * S * 10^{-3} = 5.11 * 630 * 10^{-3} = 3.22 \text{ Hm}^3/\text{ans}$$

E (mm)	A (Hm ³)
5.12	3.22

2- Formule de DERI, 1977 :

$$\text{DERI, 1977} \quad q = 11.8 * (Pa/1000)^{2.82} \quad E \text{ (mm)} = q * 31.536$$

$$Pa = 146.72 \text{ mm} \quad S = 630 \text{ Km}^2$$

$$q = 11.8 * (146.72/1000)^{2.82} = 0.053 \text{ l/s/km}^2$$

$$E = 0.053 * 31.536 = 1.66 \text{ mm/ans}$$

$$A = E * S * 10^{-3} = 1.66 * 630 * 10^{-3} = 1.05 \text{ Hm}^3/\text{ans}$$

E (mm)	A (Hm ³)
1.66	1.05

3- Formule de DERI - SERVARY ; 1985 :

$$(\text{DERI-SARVARY; 1985}) \quad A = 0.915 * (Pa/1000)^{2.684} * S^{0.842} \quad E \text{ (mm)} = (A * 1000)/S$$

$$Pa = 146.72 \text{ mm} \quad S = 630 \text{ Km}^2$$

$$A = 0.915 * (146.72/1000)^{2.684} * 630^{0.842} = 1.21 \text{ Hm}^3/\text{ans}$$

$$E = (1.21 * 1000)/630 = 1.91 \text{ mm/ans}$$

E (mm)	A (Hm ³)
1.91	1.21

4- Formule d'ADJAL et SMAIL, 1985 :

ADJEL et SMAIL, 1985 $E = (Pa/60)^{2.15}$ E (mm)

$$E = 11.7 \cdot \exp(3.91 \cdot Pa/1000)$$

$$Pa = 146.72 \text{ mm}$$

$$S = 630 \text{ Km}^2$$

$$E = (146.72/60)^{2.15} = 6.84 \text{ mm/ans}$$

$$A = E \cdot S \cdot 10^{-3} = 6.84 \cdot 630 \cdot 10^{-3} = 4.31 \text{ Hm}^3/\text{ans}$$

E (mm)	A (Hm ³)
6.84	4.31

5- Formule de SAIDI, 1990 :

SAIDI, 1990 $q = 13.23 \cdot (Pa/1000)^{2.27}$ E (mm) = $q \cdot 31.536$

$$Pa = 146.72 \text{ mm}$$

$$S = 630 \text{ Km}^2$$

$$q = 13.23 \cdot (146.72/1000)^{2.27} = 0.17 \text{ l/s/km}^2$$

$$E = 0.17 \cdot 31.536 = 5.35 \text{ mm}$$

$$A = E \cdot S \cdot 10^{-3} = 5.35 \cdot 630 \cdot 10^{-3} = 3.37 \text{ Hm}^3/\text{ans}$$

E (mm)	A (Hm ³)
5.35	3.37

6- Formule de SOGREAH 1989 :

$$E = 5 \text{ mm} \quad \text{Si } Pa < P_0 + 68$$

$$P_0 = 150 \text{ mm zone Hautes Plaines}$$

$$Pa = 146.72 \text{ mm}$$

$$S = 630 \text{ Km}^2$$

$$P_0 = 150 \text{ mm}$$

$$E = 5 \text{ mm/ans}$$

$$A = E \cdot S \cdot 10^{-3} = 5 \cdot 630 \cdot 10^{-3} = 3.15 \text{ Hm}^3/\text{ans}$$

E (mm)	A (Hm ³)
5	3.15

Tableau III.9 : Récapitulation du calcul de la lame d'eau et de l'apport moyen annuel

Formules	SAMIE, 1955b	DERI ,1977	DERI - SERVARY ; 1985	ADJAL et SMAIL, 1985	SAIDI 1990	SOGREAH 1989
E (mm)	5.12	1.66	1.91	6.84	5.35	5
A (Hm ³)	3.22	1.05	1.21	4.31	3.37	3.15

Pour notre cas on prend la valeur de l'apport moyen annuel de la formule de Sogreah 1989 $A = 3.15 \text{ Hm}^3$ et la lame ruisselée $Le = 5 \text{ mm}$. A cause de l'adaptabilité de cette formule pour les bassins de l'Algérie.

La formule de SOGREAH (1989) mise au point dans le cadre de l'étude de petits bassins d'Algérie du Nord en vue l'aménagement de retenues collinaires semble donner des résultats intéressants, comparés aux apports annuels moyens observés de 42 bassins de l'Est algérien (Figure III.30). La relation entre les deux variables (écoulement SOGREAH et écoulement observé) peut être approchée à l'aide d'une fonction linéaire ($R = 0.95$) ou mieux à l'aide d'une fonction polynomiale ($R = 0.97$). [19]

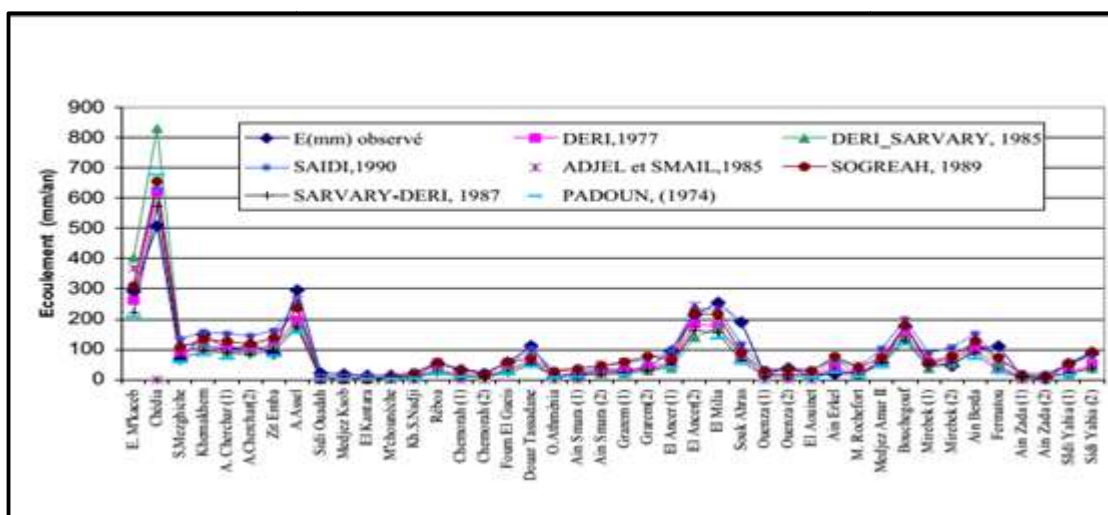


Figure III.30 : Ecoulement annuel moyen de 42 bassins calculé selon différentes formules "algériennes"

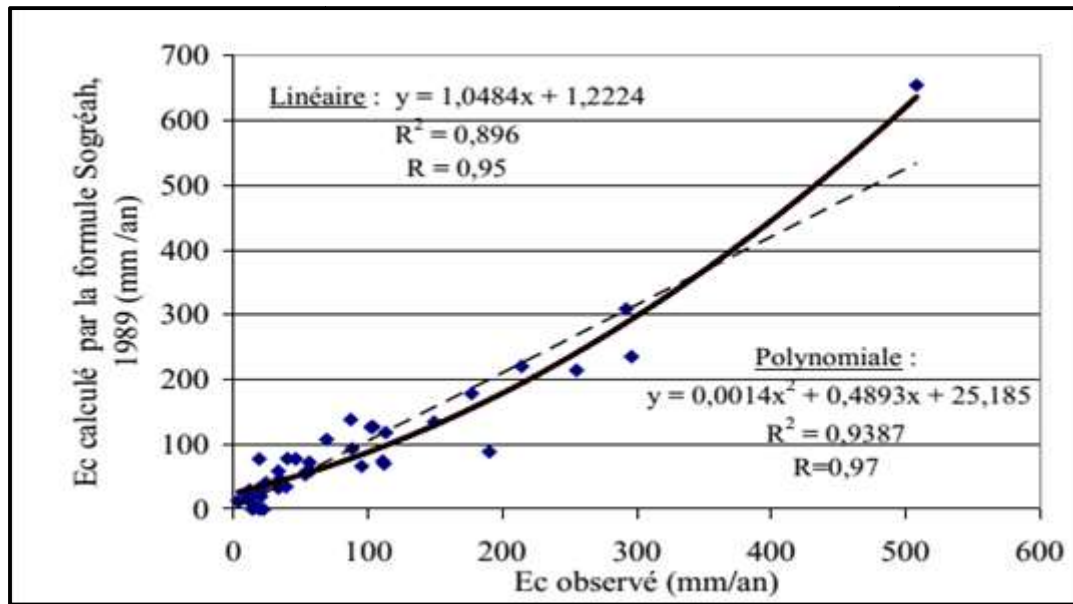


Figure III.31 : Régression entre écoulements annuels moyens observés et calculés (formule de SOGREAH, 1989) sur 42 bassins [19]

Tableau III.10 : Distribution moyenne mensuelle des apports

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Jui	Août	Somme (mm)
Pluie (mm)	20.87	15.16	18.18	9.74	16.34	9.47	13	13.26	12.26	6.8	4.17	7.47	146.72
P%	14.22	10.33	12.39	6.64	11.14	6.45	8.86	9.04	8.36	4.63	2.84	5.09	100.00
A%	14.22	10.33	12.39	6.64	11.14	6.45	8.86	9.04	8.36	4.63	2.84	5.09	100.00
A (Hm³)	0.447	0.325	0.390	0.209	0.350	0.203	0.279	0.284	0.263	0.145	0.089	0.185	3.15

a) Variabilité des apports liquides :

- Calcul du coefficient de variation :

La variabilité de l'apport annuelle est caractérisée par le coefficient de variation Cv estimé dans notre cas, à défaut d'information hydrométrique par des formules empiriques.

• Formule de PADOUN :

$$Cv = k \frac{0.93}{M^{0.23}}$$

Avec $(0.25 < K \leq 1)$

K : Coefficient de réduction, il augmente avec la pluviométrie $K = 0.5$

M : Module de l'écoulement spécifique (l/s.km²).

Où :
$$M = \frac{A}{S \cdot T}$$

A : Apport moyen annuel (Hm³).

T : Temps d'une année en second (31536000 secondes).

$$M = 3.15 / (630 \cdot 31536000) = 1.58 \cdot 10^{-10} \text{ Hm}^3/\text{s.km}^2 = \mathbf{0.158 \text{ l/s.km}^2}$$

$$\mathbf{CV = 0.71}$$

- **Formule de SOKOLOVSKY-CHEVELEV :**

Cette formule étant destinée pour les régions arides et semis arides.

$$Cv = 0.78 - 0.29 \lg(M) - 0.063 \lg(S+1) \quad \mathbf{Cv = 0.83}$$

- **Formule d'UKRUPOVODHOZ :**

Cette formule a été établie sur la base des données de l'apport de 21 bassins de petits oueds de l'Algérie du Nord.

$$Cv = \frac{0.70}{M^{0.125}}$$

$$\mathbf{Cv = 0.88}$$

- **Formule d'ANTONOV :**

$$Cv = \frac{0.78}{(S+1000)^{0.097}}$$

$$\mathbf{Cv = 0.38}$$

- **Formule de KRISKY-MENKEL :**

$$Cv = \frac{0.83}{S^{0.06}} M^{0.27}$$

$$\mathbf{Cv = 0.34}$$

Tableau III.11 : Récapitulation du calcul de coefficient de variation de l'apport moyen

Formules	PADOUN	SOKOLOVSKY	UKRUPOVODHOZ	ANTONOV	KRISKY-MENKEL
Cv	0.71	0.83	0.88	0.38	0.34

On prend la valeur moyenne de Cv : $\mathbf{CV_{moy} = 0.62}$

b) Etude fréquentielle des apports moyens annuels :

Pour déterminer les apports fréquentiels, on utilise la loi Galton exprimée en termes d'apport moyen et de sa variabilité. Le coefficient de variation de l'apport moyen C_v qui intervient dans cette formule pourra être calculé par plusieurs relations telles que citées ci-dessous.

L'expression est la suivante :

$$A_F = \frac{A_0}{\sqrt{(C_v^2 + 1)}} e^{u_F \sqrt{\ln(C_v^2 + 1)}}$$

Où :

A_F : Apport fréquentiel en Hm^3 .

u_F : Variable réduite de Gauss qui est fonction de F (5seches), ($u_F = -0.84$)

A_0 : Apport moyen inter-annuel en (Hm^3), calculé par l'équation Sogreah 1989, ($A_0 = 3.15 \text{ Hm}^3$)

C_v : Coefficient de variation de l'apport moyen, ($C_v = 0.62$)

Donc le A_f (05seches) = 1.65 Hm^3

E_f (05seches) = 2.62 mm

Tableau III.12 : Distribution moyenne mensuelle des apports de fréquence (05seches)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Jui	Août	Somme (mm)
Pluie (mm)	20.87	15.16	18.18	9.74	16.34	9.47	13	13.26	12.26	6.8	4.17	7.47	146.72
P%	14.22	10.33	12.39	6.64	11.14	6.45	8.86	9.04	8.36	4.63	2.84	5.09	100.00
A%	14.22	10.33	12.39	6.64	11.14	6.45	8.86	9.04	8.36	4.63	2.84	5.09	100.00
A (Hm^3)	0.235	0.170	0.204	0.109	0.184	0.106	0.146	0.149	0.138	0.076	0.047	0.084	1.65

III.2.5.4 Analyse fréquentielle des pluies journalières maximales :

Cette analyse s'intéresse à rechercher une distribution de fréquence capable de rendre compte du régime des pluies du bassin d'Oued Selsou, et l'estimation des paramètres et des quantiles pour la prévention des risques liés aux barrages et aux ouvrages annexes. Ainsi, l'objectif principal est de trouver une loi théorique qui peut montrer une bonne présentation de la fonction de distribution du processus étudié. Egalement, nous verrons comment ajuster plusieurs lois à partir des observations et en choisir la meilleure.

Tableau III.13 : Paramètres statistiques de pluies journalières maximales

N	Moy (mm)	Ecart (mm)	Cv (-)	Max (mm)	Min (mm)	Asymétrie (-)
52	33.97	28.056	0.82	148.20	8.89	2.43

a) Ajustement des pluies journalières maximales :

• Ajustement a la loi du Gumbel :

Cette analyse nous permet de déterminer la valeur de P_{jmax} pour une fréquence appropriée pour la sécurité de notre barrage.

Le résultat de cet ajustement sont illustrés dans le graphe suivant :

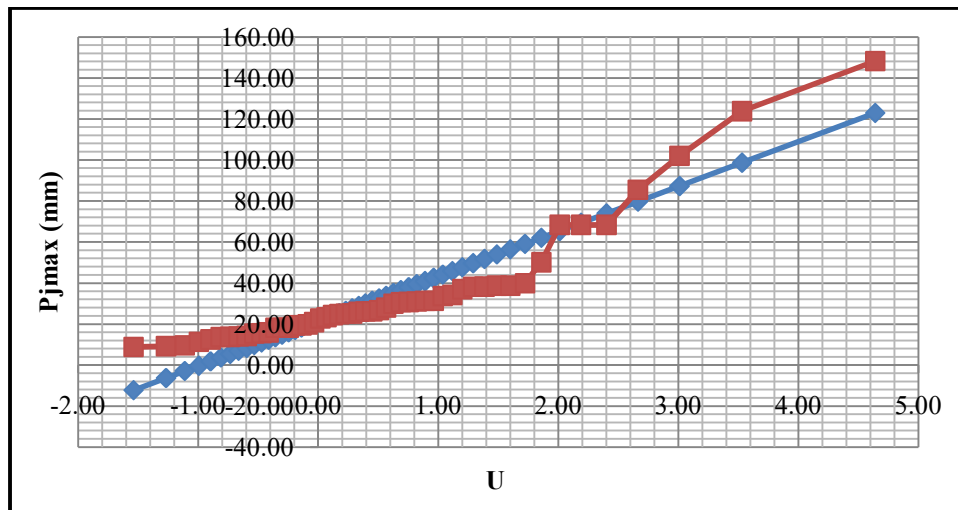


Figure III.32 : Variation des valeurs observées et celles calculées avec la loi du Gumbel

Pour vérifier l'adéquation de cette loi avec notre échantillon, on a utilisé le **Test de Khideux** X^2 pour un $\alpha = 5\% (0.05)$

b) Test de Khideux :

Class	[8:18[	[18:25[	[25:30[	[30:68[	[68:148.20 [	Somme
Effectif observé (ni)	12	11	8	14	7	52
Effectif théorique (ri)	8	6	4	20	6	44
ni-ri	4	5	4	-6	1	/
(ni-ri) ²	16	25	16	36	1	/
(ni-ri) ² /ri	2	4.166	4	1.8	0.166	12.13

Degré de liberté = $(5-2-1) = 2$

Pour $\alpha = 5\%$ (0.05) d'après tableau $\chi^2 = 5.99$ valeur critique (Voir annexe 1)

$5.99 < 12.13$ donc l'équation de H_0 n'est vérifiée.

Vu l'inadéquation de cette loi avec notre échantillon, on a recouru à la loi log Normale qui est fréquemment préconisée à les valeurs extrêmes comme la Pjmax.

- Ajustement a la loi log Normale :

Les résultats de l'ajustement par cette loi sont illustrés dans le graphe ci-dessous :

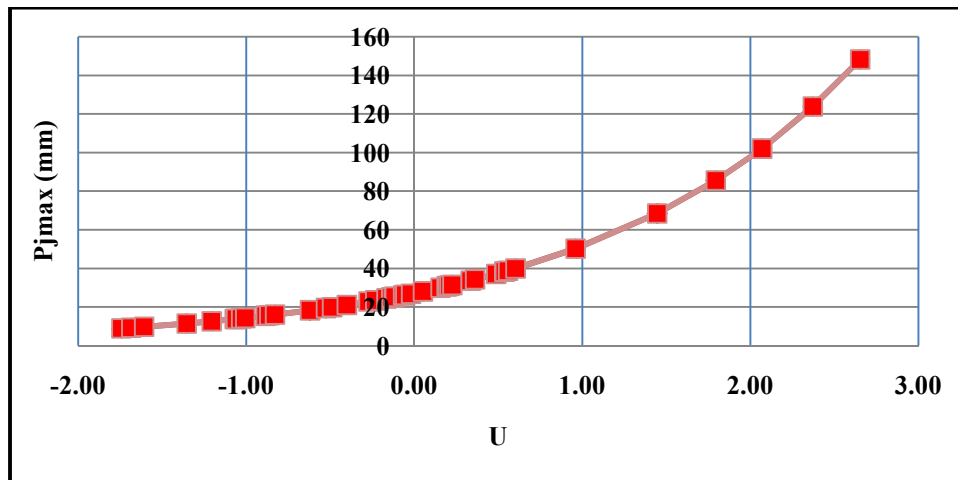


Figure III.33 : Variation des valeurs observées et ceux calculées avec la loi log Normale

Après cette analyse on a trouvé que les valeurs observées sont coïncidées complètement avec celles-ci calculées avec la loi log Normale ce qui nous conduit à accepter les valeurs de cette loi. Ces valeurs sont récapitulées au tableau suivant :

Tableau III.14 : Valeurs de P_{jmax} ajustées par la loi log Normale

Période de retour T (ans)	10000	1000	100	50	20	10
Fréquence de retour	0.01%	0.1%	1%	2%	5%	10%
Variable de Gauss	3.8	3.1	2.328	2.057	1.65	1.28
P_{jmax} (%) (mm)	303.57	194.57	120.29	101.13	77.94	61.51

III.2.5.5 Le temps de concentration :

La notion du temps de concentration reste problématique. Pour certains, le temps de concentration est défini comme étant la durée que met une goutte d'eau qui tombe à un point le plus éloigné du bassin versant, pour atteindre l'exutoire. Vu l'absence des méthodes appropriées, développées dans les conditions physico-géographique du Nord de l'Algérie, pour l'estimation de cette caractéristique indispensable dans le calcul d'estimation des crues, alors on se contente des formules courantes dans la pratique hydrologique en Algérie.

Pour notre cas on a pris la valeur estimée par la formule de Giondotti :

$$T_c = 12.10 \text{ h}$$

III.2.5.6 Estimation des pluies de courte durée :

L'ordonnée maximale d'une crue est générée par la partie centrale d'une averse dont la durée est comparable au temps de concentration. C'est la raison pour laquelle on s'intéresse à la détermination de la lame de pluie de courte durée.

Dans la pratique hydrologique, cette quantité de la pluie est calculée par la formule suivante :

$$P_{t_c, p\%} = P_{j, max, p\%} \left(\frac{t_c}{24} \right)^b \quad [20]$$

Où :

$P_{j, max, p\%}$: Pluie journalière maximale d'une fréquence donnée (mm).

t_c : Le temps de concentration (h).

b : Exposant climatique.

Exposant climatique est calculé par la formule suivante :

$$b = \frac{\ln(\bar{P}_{JMAX}/24) - \ln 25}{\ln 24 - \ln 0.50} + 1 = 0.26$$

$\bar{P}_{JMAX}$: La moyenne de pluies journalières maximales (mm), ($\bar{P}_{JMAX} = 33.97 \text{ mm}$)

Donc le $b = 0.26$

Tableau III.15 : Valeurs de pluie courte durée

Période de retour T (ans)	10000	1000	100	50	20	10
Fréquence de retour	0.01%	0.1%	1%	2%	5%	10%
Variable de Gauss	3.8	3.1	2.328	2.057	1.65	1.28
Pjmax (%) (mm)	303.57	194.57	120.29	101.13	77.94	61.51
Ptc (%) (mm)	254.06	162.83	100.67	84.63	65.23	51.48

III.2.5.7 Etude de crues :

L'objectif de cette étude est de déterminer la crue de projet la plus faible fréquence. Elle est prise en compte pour déterminer les Plus Hautes Eaux (PHE) et dimensionner l'évacuateur de crue, en intégrant les possibilités de laminage.

La période de retour minimale préconisée pour cette crue est comprise entre 100 ans et 10000 ans. Le choix de la période de retour de la crue dépend du risque induit par la rupture du barrage.

a) Le débit maximum

L'estimation des crues fréquentielles s'est réalisée à partir des formules empiriques suivantes :

1. Formule de SOKOLOVSKY :

$$Qf\% = 0.28 * \frac{Ptc * S * r}{Tc} * f$$

f : Coefficient de forme de la crue : $f = (12 / (4 + 3 * \varphi))$

r : Coefficient de ruissellement.

Tableau III.16 : Valeurs de φ en fonction de caractéristique de bassin versant

Bassin versant	Valeurs de φ
Petits bassins versant $S \leq 50 \text{ Km}^2$	2
Bassins versants non boisés et peu perméables	2 : 3
Bassins versants boisés et perméables	3 : 4

On prend une valeur de $\varphi = 2.5$

Donc : $f = 1.04$

Tableau III.17 : Débit instantané suivant la formule de SOKOLOVSKY

Période de retour T (ans)	10000	1000	100	50	20	10
Fréquence de retour	0.01%	0.1%	1%	2%	5%	10%
Variable de Gauss	3.8	3.1	2.328	2.057	1.65	1.28
Pjmax (%) (mm)	303.57	194.57	120.29	101.13	77.94	61.51
Ptc (%) (mm)	254.06	162.83	100.67	84.63	65.23	51.48
Coefficient de ruissellement (Cr)	0.8	0.76	0.71	0.7	0.67	0.64
Q (m ³ /s) (SOKOLOVSKY)	3091.82	1882.59	1087.31	901.25	664.82	501.18

2. Formule de TURAZZA :

$$Q_{max} = \frac{Cr * Ptc * S}{3.6 * Tc}$$

Cr : Coefficient de ruissellement.

Tableau III.18 : Débit instantané suivant la formule de TURAZZA

Période de retour T (ans)	10000	1000	100	50	20	10
Fréquence de retour	0.01%	0.1%	1%	2%	5%	10%
Variable de Gauss	3.8	3.1	2.328	2.057	1.65	1.28
Pjmax (%) (mm)	303.57	194.57	120.29	101.13	77.94	61.51
Ptc (%) (mm)	254.06	162.83	100.67	84.63	65.23	51.48
Coefficient de ruissellement (Cr)	0.8	0.76	0.71	0.7	0.67	0.64
Q (m ³ /s) (TURAZZA)	2939.48	1789.83	1033.74	856.84	632.06	476.48

Les valeurs de débit max instantanés calculées par la formule de SOKOLOVSKY sont supérieures à celles calculées par TURAZZA et pour le but de donner plus de sécurité a notre barrage, on a choisis les valeurs les plus grandes, donc on a pris les valeurs de SOKOLOVSKY.

Pour le choix de la crue de projet on a choisis la crue de **100 ans**, suivant l'importance du barrage, parce que c'est une retenue collinaire et les dommages qui peuvent l'occasionner sont légers.

Dans la crue de projet est : $Q_{max1\%} = 1087.31 \text{ m}^3/\text{s}$

b) Hydrogramme de la crue :

Détermination de l'hydrogramme de crues probables par la méthode de SOKOLOVSKY :

La forme de l'hydrogramme de crue est déterminée selon la méthode de SOKOLOVSKY qui assimile l'hydrogramme de crues à deux équations paraboliques, l'une traduisant la montée de la crue et qui s'écrit :

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

Et la seconde équation représentant celle de la décrue :

$$Q_d = Q_{max} \left(\frac{td-t}{td} \right)^3$$

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

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

Q_{max} : Débit maximum de la crue de fréquence considérée (m^3/s), ($T = 100 \text{ ans}$)

$T_m = T_c$: Temps de la montée de la crue en heures, ($T_m = T_c = 12.10 \text{ h}$)

T_d : Temps de la décrue en heures.

$T_d = \delta T_m$, avec : $T_d = 2.5 * 12.10 \text{ h} = 30.25 \text{ h}$

$T_b = T_m + T_d = 12.10 \text{ h} + 30.25 \text{ h} = 42.35 \text{ h}$

δ : Coefficient dépendant des caractéristiques du bassin versant, ($\delta = 2.5$)

La figure ci-dessous représente la forme de cet hydrogramme pour les débits max (0.01%, 0.1% et le 1%).

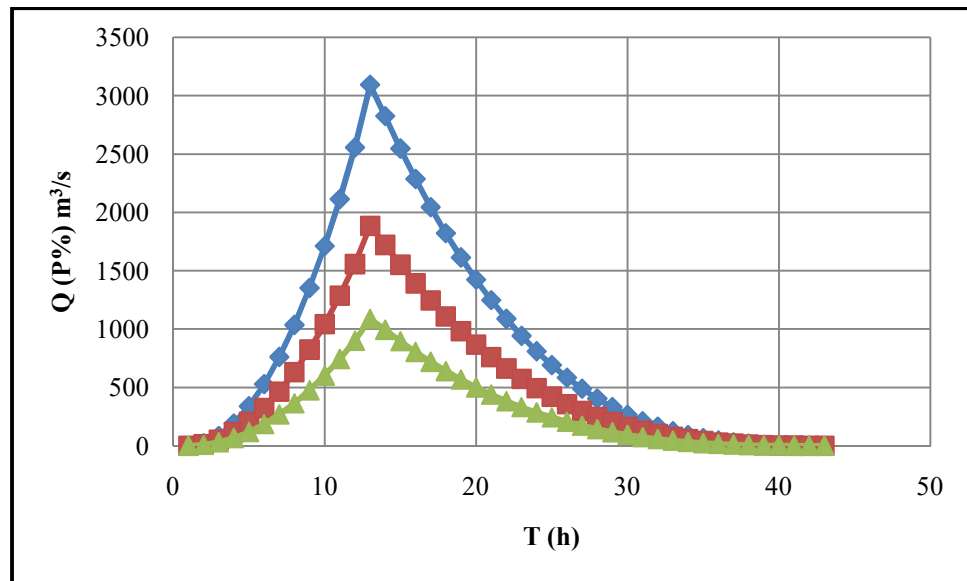


Figure III.34 : Les hydrographes de crues pour différentes périodes de retour

Tableau III.19 : Débit instantané pour différentes fréquence de retour pour un pas du temps de 1h

T (h)	Q (0.01%) = 3091.82 m ³ /s	Q (0.1%) = 1882.59 m ³ /s	Q (1%) = 1087.31 m ³ /s
0	0	0	0
1	21.12	12.86	7.43
2	84.47	51.43	29.71
3	190.06	115.73	66.84
4	337.88	205.73	118.82
5	527.94	321.46	185.66
6	760.23	462.90	267.35
7	1034.76	630.06	363.90
8	1351.52	822.93	475.29
9	1710.52	1041.53	601.54
10	2111.75	1285.83	742.65
11	2555.22	1555.86	898.60
12.1	3091.82	1882.59	1087.31
13	2823.98	1719.51	993.12
14	2545.06	1549.67	895.03
15	2285.13	1391.40	803.62
16	2043.52	1244.29	718.65
17	1819.58	1107.93	639.90
18	1612.63	981.92	567.12
19	1422.00	865.85	500.08
20	1247.01	759.30	438.54
21	1087.01	661.87	382.27
22	941.31	573.16	331.03
23	809.25	492.75	284.59
24	690.15	420.23	242.71
25	583.36	355.20	205.15
26	488.19	297.26	171.68
27	403.98	245.98	142.07
28	330.06	200.97	116.07
29	265.76	161.82	93.46
30	210.40	128.11	73.99
31	163.31	99.44	57.43
32	123.84	75.41	43.55
33	91.30	55.59	32.11
34	65.03	39.59	22.87
35	44.35	27.00	15.60
36	28.60	17.41	10.06
37	17.10	10.41	6.02
38	9.19	5.60	3.23
39	4.20	2.56	1.48
40	1.45	0.88	0.51
41	0.27	0.17	0.10
42.35	0.00	0.00	0.00

III.2.5.8 Calcul du volume mort du barrage :

Le volume mort est un volume qui ne participe pas à la régularisation des débits. Sa quantification dépend de plusieurs facteurs hydro-climatologiques tels que, la pluie, la lithologie du sol, la forme du bassin, le couvert végétal et de l'occupation du sol. Vu le manque de ces dernières caractéristiques, on se contente d'utiliser la formule empirique de Tixereont-Sogreah qui est basée sur la perméabilité du sol de bassin versant.

$$Ta = K * Le^{0.15}$$

Ta : Taux d'abrasion (t/Km².ans).

Le : Lamme d'eau écoulée (mm), (**Le = 5 mm**)

K : Caractéristique de perméabilité, (**K = 350**)

On peut considérer que notre région a une perméabilité faible à moyenne.

$$Ta = 350 * 5^{0.15} = 445.56 \text{ t/km}^2.\text{ans}$$

Donc :

$$Vm = \frac{Ta * S * T}{\xi}$$

Pour le poids spécifique de la vase (ξ) on prend $\xi = 1.6 \text{ t/m}^3$

T : La durée de vie du barrage (ans), (**T = 20 ans**)

S : Superficie du bassin versant (Km²), (**S = 630 km²**)

Donc le volume mort de la retenue est : **Vmort = 3 508 785 m³ = 3.51 millions m³**

$$Vmort = 3.51 \text{ Hm}^3$$

III.3 Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons fait une étude hydrologique du bassin versant d'Oued Selsou qui nous permet de déterminer les apports moyens annuels et faire une analyse de crue consiste à l'estimation du débit maximal et le volume de la crue.

Afin de trouver la valeur des apports moyens annuels, on a utilisé plusieurs formules empiriques pour obtenir une valeur plus précise et appropriée. Pour notre cas on a pris la valeur de la formule de SOGREAH 1989 $A = 3.15 Hm^3$ et une lame ruisselée $Le = 5 mm$.

À partir de ce résultat, nous avons déterminé l'apport moyen annuel pour la fréquence de 05 sèches qui est égale à $1.65 Hm^3$.

Pour l'étude de crues nous avons utilisé la formule de TURAZZA et celle de SOKOLOVSKY, cette dernière, nous a donné une valeur plus élevée, ce qui donne plus de sécurité à notre barrage.

Vue l'importance du barrage et les dommages qui peuvent occasionner une crue, on a choisi la crue de projet ($Q_{max1\%} = 1087.31 m^3/s$).

Enfin, nous avons calculé le volume mort, qui n'intervient pas dans la régulation des débits ($V_{mort} = 3\,508\,785 m^3$).

Chapitre IV

Etude hydrotechnique

IV.1 Introduction :

L'étude hydrotechnique fera suite aux phases précédentes, à savoir travaux topographiques et hydrologiques. Elle entre dans le dimensionnement du barrage et ces ouvrages annexes, cette phase permet :

- ✓ L'établissement de la courbe hauteur surface capacité à partir des travaux topographique.
- ✓ L'étude de la régularisation déterminera le volume utile, la cote du niveau normal de la retenue (NNR).
- ✓ Etude de laminage de la crue déterminera la lame d'eau déversée pour une largeur donnée du seuil déversant.
- ✓ La détermination de la hauteur et les diverses caractéristiques de la digue.

IV.2 La régularisation saisonnière :

Notre objectif est de satisfaire et de soutenir les étiages par la détermination de la capacité optimale du barrage. Il s'agit donc d'une régularisation des débits à l'aval et d'écrêter les crues par un déversoir.

Dans la présente étude les paramètres indispensables au calcul de la régularisation sont :

- La répartition mensuelle de l'apport (**A80% Hm³**).
- La répartition mensuelle des besoins en eau d'irrigation.
- La répartition mensuelle des pertes par évaporations et infiltrations.
- Les courbes caractéristiques de la retenue.

IV.2.1 Courbes caractéristiques de la retenue :

En hydrologie, les données topographiques dans une échelle spatiale et temporelle bien définie sont indispensables pour la caractérisation du régime hydrologique. Cependant, les cartes topographiques disponibles sont de faible résolution. Dans le cadre de cette étude, nous avons utilisé ASTER MNT d'une résolution de 30*30 m gratuitement disponible sur internet. (<https://earthexplorer.usgs.gov/>) (**Figure IV.35**)

Les caractéristiques (hauteur-surface-volume) du réservoir ont été estimées pour différentes altitudes à partir de la carte topographique de la cuvette. (**Figure IV.36**)

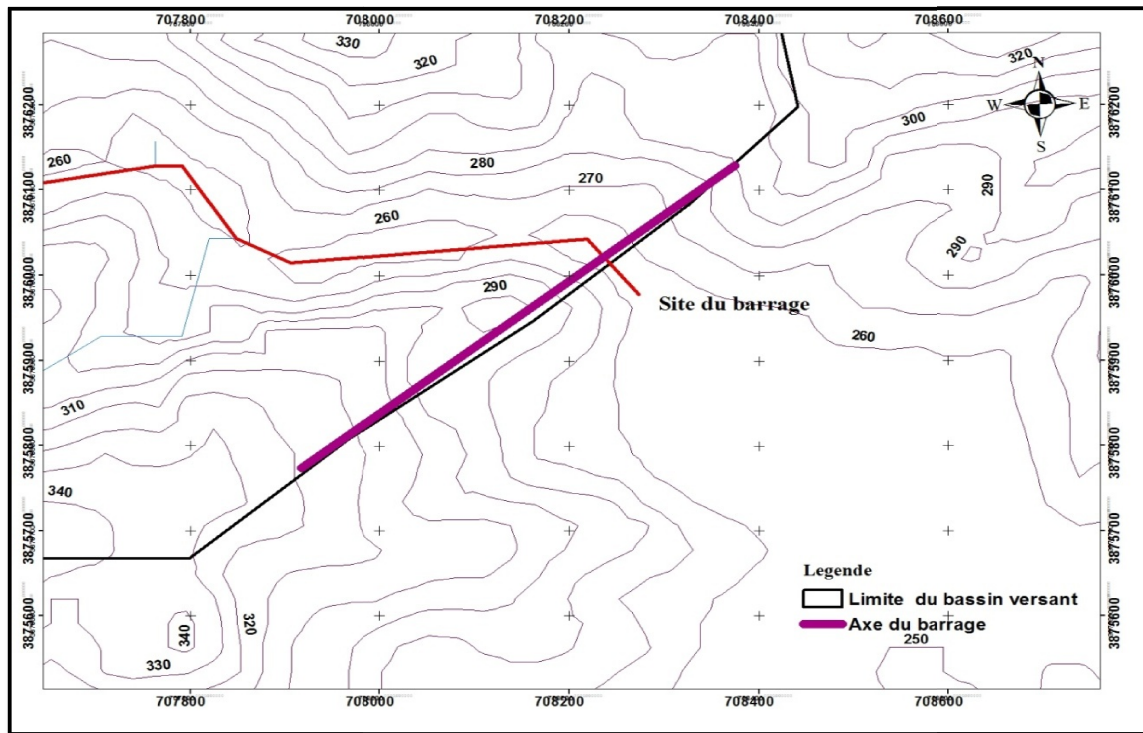


Figure IV.35 : Carte topographique de site du barrage

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

$$\Delta V_i = \frac{\Delta h_i}{3} (S_i + S_{i+1} + \sqrt{S_i \cdot S_{i+1}})$$

S_i : Surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_i en Hm^2 .

S_{i+1} : Surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_{i+1} en Hm^2 .

Δh_i : Différence d'altitude entre les deux courbes de niveau successives en m.

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

Les caractéristiques topographiques et volumétriques de la cuvette sont représentées dans le tableau (IV.20) et la figure (IV.36).

Tableau IV.20 : Variation des volumes en fonction des altitudes de la cuvette

Altitude (m)	Δh (m)	Surface ($\text{Hm}^2/10$)	Volume (Hm^3)	Volume cumulé (Hm^3)
260	0	0	0	0
270	10	2.5	0.83	0.83
280	10	4.9	3.63	4.46
290	10	9.0	6.84	11.30

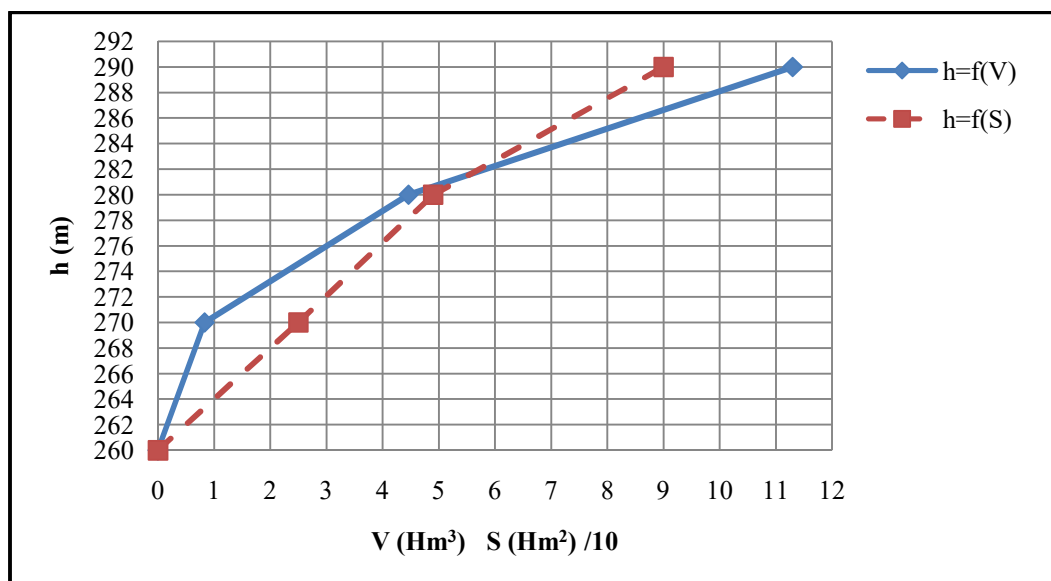


Figure IV.36 : Courbe hauteur-surface-capacité de la cuvette

A partir de la figure on peut tirer les coordonnées de la tranche morte du barrage :

V mort = 3.51 Hm³, ce volume correspond a une altitude égale a **277 m** et une surface du miroir égale a **42 Hm²**.

La tranche morte a une hauteur égale a **277-260 = 17 m**

Tableau IV.21 : Distribution moyenne mensuelle des apports de fréquence (05seches)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Jui	Août	Somme (mm)
Pluie (mm)	20.87	15.16	18.18	9.74	16.34	9.47	13	13.26	12.26	6.8	4.17	7.47	146.72
P%	14.22	10.33	12.39	6.64	11.14	6.45	8.86	9.04	8.36	4.63	2.84	5.09	100.00
A%	14.22	10.33	12.39	6.64	11.14	6.45	8.86	9.04	8.36	4.63	2.84	5.09	100.00
A (Hm ³)	0.235	0.170	0.204	0.109	0.184	0.106	0.146	0.149	0.138	0.076	0.047	0.084	1.65

Tableau IV.22 : Distribution des besoins mensuels (U80%)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Jui	Août	Somme (mm)
U80% (%)	15	0	0	0	0	0	0	5	15	20	25	20	100
U80% (Hm ³)	0.247	0	0	0	0	0	0	0.082	0.247	0.33	0.412	0.33	1.65

Tableau IV.23 : Evaporation moyenne mensuelle de la période (2001-2011)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Jui	Août	Somme (mm)
E (mm)	235.6	167.4	117.8	89.82	94.73	106.5	165.5	191.2	258.1	316.2	373.5	340.7	2457

Source O.N.M Biskra, 2009

IV.2.2 Calcul de volume utile sans tenir compte des pertes :

Elle consiste à remplir le barrage jusqu'au le niveau normal de la retenue lors des crues et à restituer après. L'excédent de l'eau est déversé par l'évacuateur de la crue de surface.

On se fixe le volume de remplissage initial en on détermine le remplissage final pour chaque mois en tenant compte du niveau normal NNR et du niveau de volume mort NVM que l'on ne doit pas dépasser. Pour ce calcul on les paramètres suivants :

V_{ri} : Volume de remplissage initial du mois en Hm³.

V_{rf} : Volume de remplissage final du mois en Hm³.

S : Volume excédentaire à évacuer du mois en Hm³.

Tableau IV.24 : Tableau de volume utile sans tenir compte des pertes

Mois	Apport (Hm ³)	Consommation U ₈₀ (Hm ³)	A80%-U80% (Hm ³)	V _{rf} (Hm ³)	V _{ri} (Hm ³)	S (Hm ³)
Oct	0.17	0	0.17		3.51	0
				3.68	3.68	
Nov	0.204	0	0.204	3.884	3.884	0
				3.993	3.993	0
Déc	0.109	0	0.109	4.177	4.177	0
				4.283	4.283	0
Jan	0.184	0	0.184	4.429	4.429	0
				4.496	4.496	0
Fév	0.106	0	0.106	4.387	4.387	0
				4.133	4.133	0
Mars	0.146	0	0.146	3.767	3.767	0
				3.52	3.52	0
Avr	0.149	0.082	0.067	3.508	3.508	0
Mai	0.138	0.247	-0.109			
Juin	0.076	0.33	-0.254			
Jui	0.047	0.412	-0.366			
Août	0.084	0.33	-0.247			
Sep	0.235	0.247	-0.012			

$V_{NNR} = 4.496 \text{ Hm}^3$ d'après la courbe hauteur-surface-volume le $NNR = 281 \text{ m}$

IV.2.3 Calcul de volume utile en tenant compte des pertes :

Les pertes totales sont les pertes par évaporation et les pertes par infiltration :

IV.2.3.1 Perte par évaporation :

Le volume mensuel des pertes par évaporation est :

$$V_{em} = E_s.S_{moy}$$

Avec :

E_s : Evaporation mensuelle de la surface du plan d'eau (mm) (**Donnée climatique tableau (II.4)**).

S_{moy} : Surface du plan d'eau correspondant au volume moyen (Hm^2), cette surface est déterminée sur la courbe hauteur-surface-capacité.

On calcule le V_{moy} et on cherche le S_{moy} correspondant sur la courbe $S = f(v)$

$$V_{moy} = (V_{ri} + V_{rf})/2$$

IV.2.3.2 Perte par infiltration :

Le volume mensuel des pertes par infiltration :

$$V_i = \delta V_{moy}/100$$

δ : C'est un coefficient dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette qui a une perméabilité moyenne donc $\delta = 1$

Tableau IV.25 : Pertes totales

Mois	Vr	Vmoy (Hm ³)	Smoy	Es	Vem	Vinf	Vem+Vinf
	(Hm ³)	(Vri+Vrf)/2	(Hm ²)	(m)	(Hm ³)	(Hm ³)	(Hm ³)
Oct	3.51	3.595	43	0.167	0.072	0.036	0.108
	3.68						
Nov	3.68	3.782	44	0.118	0.052	0.038	0.090
	3.884						
Déc	3.884	3.939	45	0.090	0.041	0.039	0.080
	3.993						
Jan	3.993	4.085	46	0.095	0.044	0.041	0.085
	4.177						
Fév	4.177	4.23	47	0.107	0.050	0.042	0.092
	4.283						
Mars	4.283	4.356	49	0.165	0.081	0.044	0.125
	4.429						
Avr	4.429	4.463	50	0.191	0.096	0.045	0.141
	4.496						
Mai	4.496	4.442	50	0.258	0.129	0.044	0.173
	4.387						
Juin	4.387	4.26	47	0.316	0.149	0.043	0.192
	4.133						
Jui	4.133	3.95	45	0.373	0.168	0.040	0.208
	3.767						
Août	3.767	3.644	44	0.340	0.150	0.036	0.186
	3.52						
Sep	3.52	3.514	43	0.236	0.101	0.035	0.136
	3.508						

Tableau IV.26 : Tableau de volume de NNR en tenant compte des pertes

Mois	Vr (Hm ³)	Vmoy (Vri+Vrf)/2 (Hm ³)	P = (Ve+Vinf) (Hm ³)	Apport (A80%) (Hm ³)	Conso (U80%) (Hm ³)	(A-U-P) 80% (Hm ³)	Vrf (Hm ³)	Vri (Hm ³)	S (Hm ³)
Oct	3.51			0.17	0	0.062	3.572	3.51 3.572	0
	3.68	3.595	0.108						
Nov	3.68 3.884	3.782	0.090	0.204	0	0.114	3.686	3.686	0
Déc	3.884 3.993	3.939	0.080	0.109	0	0.029	3.715	3.715	0
Jan	3.993 4.177	4.085	0.085	0.184	0	0.099	3.814	3.814	0
Fév	4.177 4.283	4.23	0.092	0.106	0	0.014	3.828	3.828	0
Mars	4.283 4.429	4.356	0.125	0.146	0	0.021	3.849	3.849	0
Avr	4.429 4.496	4.463	0.141	0.149	0.082	-0.074	3.775	3.775	0
Mai	4.496 4.387	4.442	0.173	0.138	0.247	-0.282	3.493	3.493	0
Juin	4.387 4.133	4.26	0.192	0.076	0.33	-0.446	3.047	3.047	0
Jui	4.133 3.767	3.95	0.208	0.047	0.412	-0.573	2.474	2.474	0
Août	3.767 3.52	3.644	0.186	0.084	0.33	-0.432	2.042	2.042	0
Sep	3.52 3.508	3.514	0.136	0.235	0.247	-0.148	1.894	1.894	0

A partir du tableau (IV.26) on a constaté pour la période du mois de juin jusqu'au mois du septembre, que le niveau d'eau dans la retenue est au dessous de niveau de la tranche morte, ce qui explique que les besoins sont supérieurs a la capacité de stockage, et pour combler ce déficit annuel on doit faire une régularisation interannuelle.

IV.3 Régularisation interannuelle : [22]

La régularisation interannuelle a pour but de satisfaire la consommation durant plusieurs années. Pour cette raison on va examiner les différentes méthodes de calculs de volume utile interannuel sans tenir compte des pertes.

IV.3.1 Méthode de Plechkov–Svanidzé :

Cette méthode prévient l'utilisation des formules suivantes :

$$V_{u\ int} = (\beta_s + \beta_{plur})A_0 = V_{an} + V_{intan}$$

$V_{u\ int}$: Volume utile interannuel (Hm^3).

$V_{int.an}$: Volume interannuel (Hm^3).

V_{an} : Volume utile annuel (Hm^3).

A_0 : Apport moyen interannuel (Hm^3) dans notre cas $A_0 = 3.15 \text{ Hm}^3$

β_s : Composante saisonnière du volume utile.

$\beta_{plur} (\beta_{pa})$: Composante pluri-annuelle du volume utile.

IV.3.1.1 La composante saisonnière β_s :

La composante saisonnière est déterminée à partir de l'abaque de Plechkov, connaissant m et α comme le montre la figure (IV.37).

α : Le coefficient de régularisation peut être déterminé par l'équation :

$$\alpha = \frac{U_{P\%}}{A_0}$$

Pour notre cas le $\alpha = \frac{1.65}{3.15} = 0.523$

m : étant la fraction relative de l'écoulement pendant l'étiage.

$$m = \frac{W_{et}}{A_0}$$

$$W_{et} = \frac{\sum W_m}{A_0 (5 \text{ seche})}$$

W_{et} : Volume relatif de l'écoulement pendant l'étiage au cours de l'année (Hm^3).

$\sum W_m$: Apport pendant la période de l'étiage (Juin, Juillet, Août) (Hm^3).

$A_0 (5 \text{ seche})$: Apport total pendant les 12 mois de l'année (Hm^3).

$A (5 \text{ seche}) = 1.65 \text{ Hm}^3$

$\sum W_m = 0.076 + 0.047 + 0.084 = 0.207 \text{ Hm}^3$

$W_{et} = \frac{0.207}{1.65} = 0.125$

$m = \frac{W_{et}}{A_0} = \frac{0.125}{3.15} = 0.04$

Donc le $\alpha = 0.523$ et le $m = 0.04$ donc on tire la composante saisonnière du volume utile β_s a partir de l'abaque de Plechkov, $\beta_s = 0.42$

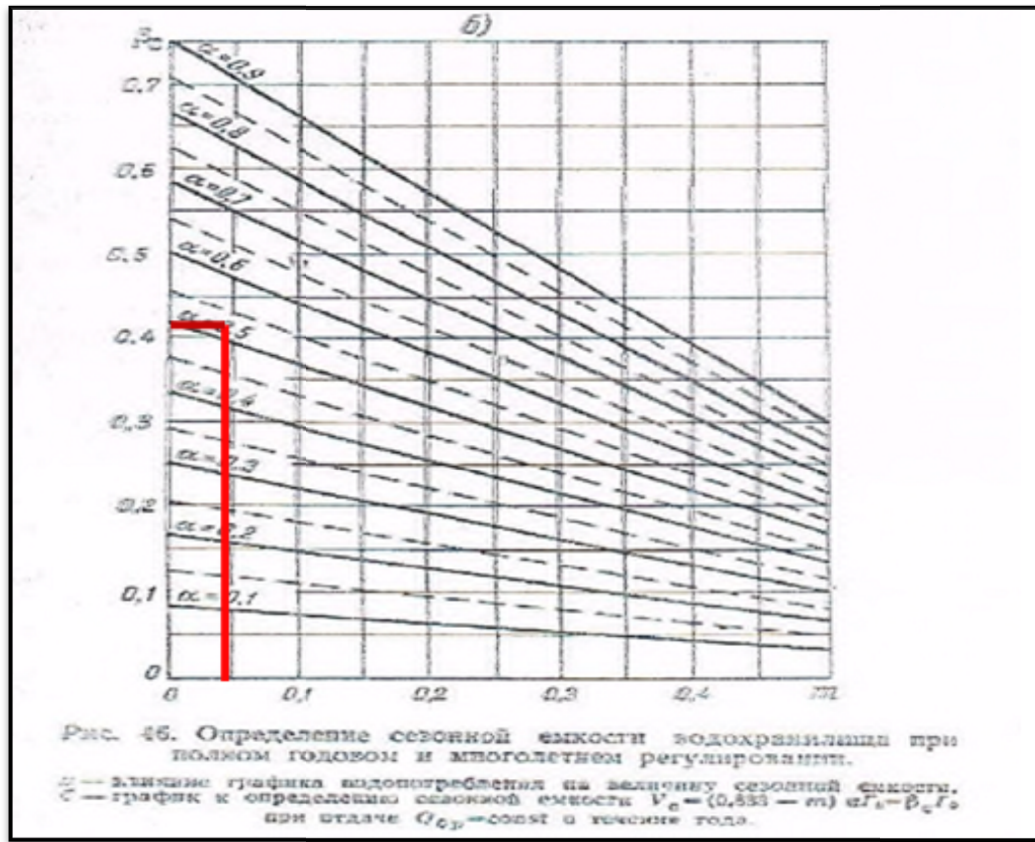


Figure IV.37 : Graphique de Plechkov pour β_s [22]

Donc le volume utile annuel V_{an} égale a :

$$V_{an} = \beta_s * A_0 = 0.42 * 3.15 = 1.32 \text{ Hm}^3$$

IV.3.1.2 La composante pluri-annuelle β_{pa} :

La composante interannuelle est déterminée à partir de monogrammes de Plechkov-Svanidzé.

Cette composante β_{pa} est fonction de :

$$\beta_{pa} = f(P\%, \alpha, Cv, Cs, r)$$

$P\%$: Probabilité de garantie de 80%

α : C'est le coefficient de la régularisation, ($\alpha = 0.523$)

$$r = f(M) \quad r = 0.5 \text{ (Voir annexe 2)}$$

$M \text{ en } (l/s.km^2)$: Module spécifique de l'apport calculé par la formule de Sogreah 1989.

$$M = \frac{A_{an}}{T.S} = \frac{3.15 \cdot 10^9}{365 \cdot 24 \cdot 3600 \cdot 630} = 0.158 \text{ l/s.km}^2 < 1 \text{ donc le } r = 0.5$$

$$C_v = 0.62$$

IV.3.1.3 Calcul de coefficient d'asymétrie Cs :

On a les paramètres de l'échantillon suivants :

$$M = 3.15 \text{ Hm}^3 \quad C_v = 0.62 \quad S = 0.62 \cdot 3.15 = 1.953 \text{ Hm}^3$$

M : La moyenne de l'apport moyen annuel (Hm³).

Cv : Coefficient de variation de l'apport moyen annuel.

S : L'écart-type de l'apport moyen annuel (Hm³).

On a calculé l'apport moyen annuel pour la fréquence 80% par la loi de Galton (loi log Normale) $A_{80\%} = 1.65 \text{ Hm}^3$.

En absence des données hydrométriques de l'apport moyen interannuel on est obligé de faire appel à différentes méthodes. Dans ce cas, on utilisera la distribution de Galton (log Normale) pour déterminer le coefficient d'asymétrie Cs de cet apport.

La fonction de densité de cette loi s'écrit par :

$$F(x) = \frac{1}{x\sigma\sqrt{2\pi}} e^{\left(-\frac{(\ln(x)-\mu)^2}{2\sigma^2}\right)}$$

Les paramètres de cette distribution peuvent être déterminés par les équations ci-dessous :

$$\mu = \ln(M) - \frac{1}{2} \ln\left(1 + \frac{S^2}{M^2}\right) \quad \sigma^2 = \ln\left(1 + \frac{S^2}{M^2}\right)$$

Pour notre cas on a le $M = 3.15 \text{ Hm}^3$ et le $S = 1.95 \text{ Hm}^3$

Donc le $\mu = 0.98$ et le $\sigma = 0.57$ de la transformée en logarithme.

Le coefficient d'asymétrie de mode de Pearson est donné par :

$$Cs1 = \frac{3(M - \text{median})}{S} = 0.753 \quad \text{Med} = e^\mu = 2.66$$

$$Cs2 = \frac{M - \text{mode}}{S} = 0.63 \quad \text{Mode} = e^{\mu - \sigma^2} = 1.92$$

Et l'asymétrie de cette distribution (loi log Normale) est donnée par :

$$Cs = (e^{\sigma^2} - 1)^{\frac{1}{2}} (e^{\sigma^2} + 2)$$

$$Cs = 2.10$$

A partir de ces résultats on peut conclure que le $C_s \neq 2C_v$, donc on ne peut pas appliquer monogrammes de Plechkov-Svanidzé.

Pour déterminer la composante interannuelle β_{pa} , on peut utiliser la méthode de :

IV.3.2 Méthode analytique de Kristky-Menkel pour une seule valeur du coefficient de régularisation α (avec loi de Pearson03) : [21]

$$\beta_{pa} = \beta_{plur} = MaxD = Max\left(\left[\alpha - \left(\frac{Fp\%Cv}{\sqrt{n}} + 1\right)\right] n\right)$$

n : nombre d'année de régularisation.

C_v : Coefficient de variation des apports moyen annuel, ($C_v = 0.62$)

$Fp\%$: La variable réduite de Gauss pour la fréquence choisie ($F_{80\%}$)

Le $F_{p80\%} = -0.84$ est tiré à partir du tableau Foster Rebkin (Voir annexe 3) pour une valeur de C_s ($C_s = 2C_v = 1.24$).

Le β_{pa} retenue correspond à la valeur maximale trouvée dans le calcul.

Voir au tableau ci-dessous :

Tableau IV.27 : Valeur de β_{pa} pour $C_s = 1.24$ et $Fp\% = -0.84$

N	α	C_v	C_s	$Fp\%$	β_{pa}	Observation
1	0.523	0.62	1.24	-0.84	0.044	Déficit d'écoulement
2	0.523	0.62	1.24	-0.84	-0.217	Excédent d'écoulement
3	0.523	0.62	1.24	-0.84	-0.529	Excédent d'écoulement
4	0.523	0.62	1.24	-0.84	-0.866	Excédent d'écoulement

β_{pa} retenue à du tableau est **$\beta_{pa} = 0.044$**

Donc la composante pluri-annuelle d'apport moyen annuel :

$$V_{u \text{ int}} = 0.044 \times 3.15 = 0.138 \text{ Hm}^3$$

$$V_{u \text{ int}} = 1.32 + 0.138 = 1.458 \text{ Hm}^3 < 1.65 \text{ Hm}^3$$

Donc on prend la valeur de $A_{80\%} = 1.65 \text{ Hm}^3$ comme un volume utile annuel sans tenir compte des pertes.

IV.4 Calcul de volume utile en tenant compte de pertes annuelles :

IV.4.1 Calcul du volume évaporé :

$$V_{év} = \bar{S} \cdot E$$

$\bar{S}$: Surface moyenne qui correspond a un volume moyen $\bar{V}$ en Hm^2 .

E : Evaporation annuelle en mm.

$$\bar{V} = \frac{V_{u \text{ int}}}{2} + V_m$$

$\bar{V}$: Volume moyen annuel en Hm^3 .

$V_{u \text{ int}}$: Volume moyen annuel utile en Hm^3 , ($V_{u \text{ int}} = 1.65 \text{ Hm}^3$)

V_m : Volume mort en Hm^3 , $V_m = 3.51 \text{ Hm}^3$

$$\bar{V} = 4.335 \text{ Hm}^3 \quad \bar{S} = 48 \text{ Hm}^2 \quad V_{év} = 1.17 \text{ Hm}^3$$

IV.4.2 Calcul du volume infiltré :

Pour : $\vartheta = 0.01$

$$V_{inf} = \vartheta \bar{V}$$

$$V_{inf} = 0.043 \text{ Hm}^3$$

$$V_{u \text{ int}} = 1.65 + 1.17 + 0.043 = 2.863 \text{ Hm}^3$$

$$V_{NNR} = 3.51 + 2.863 = 6.373 \text{ Hm}^3$$

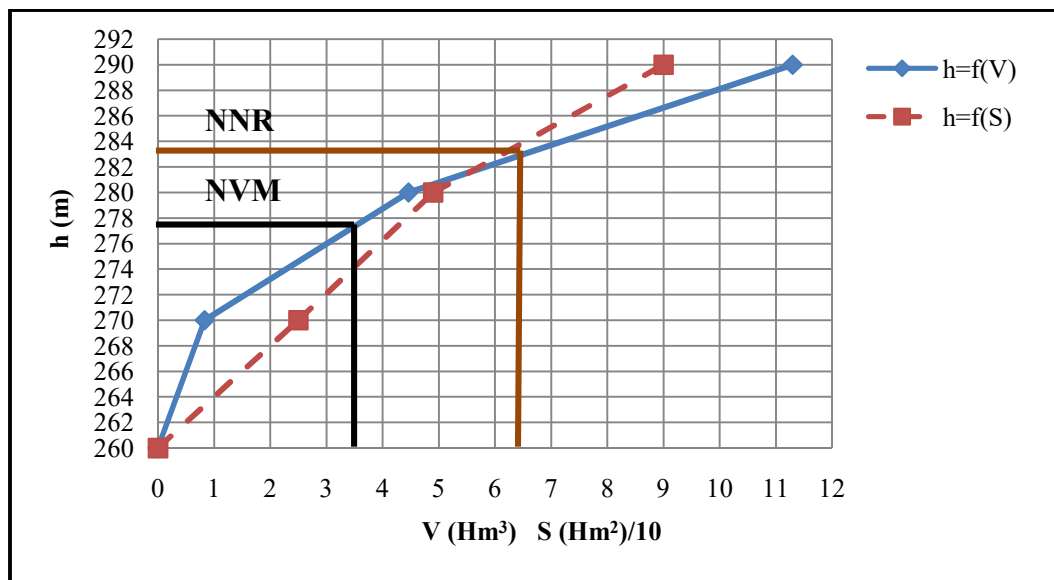


Figure IV.38 : Schématisation de NNR et NVM sur la courbe hauteur-surface-capacité

Pour notre barrage on admet ce qui suit :

- ✓ Un volume utile : $V_u = 2.863 \text{ Hm}^3$.
- ✓ Le volume normal de la retenue est : $V_{NNR} = 6.37 \text{ Hm}^3$.
- ✓ La cote au niveau normal de la retenue est $NNR = 282.55 \text{ m.NGA}$.
- ✓ La cote au niveau du volume mort est $NVM = 277 \text{ m.NGA}$.

IV.5 Laminage des crues :

Le phénomène de laminage des crues est la transformation de l'onde de crue entre un point amont et un point aval d'un cours d'eau. Il a pour effet de diminuer le débit de pointe (le débit maximal) en répartissant le volume de la crue dans le temps. Ceci est possible grâce au stockage temporaire d'une partie du volume de la crue dans le lit majeur d'un cours d'eau (laminage naturel) ou dans la retenue d'un barrage (laminage artificiel). Un barrage crée un laminage positif sur les crues : la pointe de crue en aval d'un barrage (en l'absence de manœuvre de ses organes hydrauliques) est toujours inférieure (au moins faiblement) à la pointe de crue en amont de sa retenue.

Le principe de ce laminage peut être traduit par l'équation différentielle suivante :

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

Avec :

$Q(t)$: Débit de crue entrant à l'instant t (m^3/s).

$q(t)$: Débit déversé par l'évacuateur de crue à l'instant t (m^3/s).

$S(t)$: Surface du plan d'eau de la cuvette à l'instant t (m^3/s).

Il existe plusieurs procédés pour le laminage de la crue au niveau du barrage, parmi ceux-ci on a choisi la méthode de Kotcherine.

IV.5.1 Méthode de Kotcherine :

Ce procédé est basé sur les conditions suivantes :

- L'hydrogramme de crue est considéré comme un triangle ou un trapèze.
- Les débits transitent par l'évacuateur de crue se déversent selon une fonction linéaire.
- Le laminage commence avec le remplissage de la cuvette au niveau normal de la retenue (NNR).
- Les pertes par infiltration et évaporation sont considérées comme nulles au moment de la crue.

IV.5.1.1 Estimation de la charge au dessus du déversoir :

Le débit de crue transitant par l'évacuateur de crue rectiligne se calcule par la relation suivante :

$$q = m.b.\sqrt{2g} H_0^{3/2}$$

Avec :

m : Coefficient de débit, dépendant notamment de l'épaisseur du déversoir par rapport à la charge H_0 , et de la forme de la crête du déversoir, pour notre cas il est constant et égal à 0.49

g : L'accélération de pesanteur, (**$g = 9.81 \text{ m}^2/\text{s}$**).

b : La largeur de déversoir (m).

H_0 : La charge sur le déversoir.

Procédé de calcul :

- ✓ Diviser l'hydrogramme de crue en dt ($dt = 1\text{h}$).
- ✓ Puis on définit la cote $PHE = NNR + H = 282.55 + H$
- ✓ A l'aide de la courbe capacité-hauteur-surface, on détermine le volume $VPHE$ relatif à chaque PHE.
- ✓ On définit aussi le volume en charge pour chaque lame tel que : $V_f = VPHE - VNNR = VPHE - 6.37$
- ✓ Et enfin, définir le volume de la crue pour l'hydrogramme de crue ayant une forme triangulaire.

Pour notre cas on a les données suivantes :

- ✓ $Q_{\max 1\%} = 1087.31 \text{ m}^3/\text{s}$
- ✓ $T_m = 12.10 \text{ h}$
- ✓ $T_b = 42.35 \text{ h}$
- ✓ $m = 0.49$

Tableau IV.28 : Débit max de la crue en fonction du temps

T (h)	Q (1%) = 1087.31 m ³ /s	T (h)	Q (1%) = 1087.31 m ³ /s
0	0	22	331.03
1	7.43	23	284.59
2	29.71	24	242.71
3	66.84	25	205.15
4	118.82	26	171.68
5	185.66	27	142.07
6	267.35	28	116.07
7	363.90	29	93.46
8	475.29	30	73.99
9	601.54	31	57.43
10	742.65	32	43.55
11	898.60	33	32.11
12.1	1087.31	34	22.87
13	993.12	35	15.60
14	895.03	36	1.06
15	803.62	37	6.02
16	718.65	38	3.23
17	639.90	39	1.48
18	567.12	40	0.51
19	500.08	41	0.10
20	438.54	42.35	0.00
21	382.27		

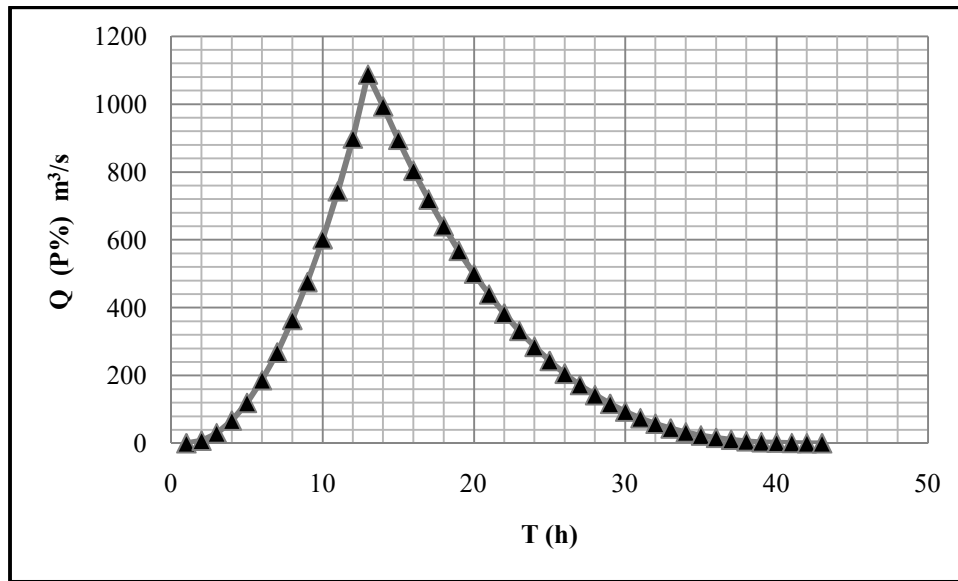


Figure IV.39 : Hydrogramme de la crue $Q(1\%) = 1087.31 \text{ m}^3/\text{s}$

• **Calcul le volume de la crue pour la fréquence 1% :**

Le débit max $Q_{\max 1\%} = 1087.31 \text{ m}^3/\text{s}$

Le volume de la crue de cette fréquence (1%) peut être déterminé par l'intégration graphique des deux phases de l'hydrogramme de la crue suivant Sokolovsky.

$$Q_m = Q_{\max} \left(\frac{t}{t_m} \right)^2 \quad \text{Si : le } 0 < t < t_m \dots \dots \dots (1)$$

$$Q_d = Q_{\max} \left(\frac{t_d - t}{t_d} \right)^3 \quad \text{Si : le } 0 < t < t_d \dots \dots \dots (2)$$

Par un changement de variable on peut écrire les deux équations par les expressions suivantes :

Pour l'équation (1) : On a le $Y_1 = K_1 t^2$ Ou le $K_1 = ((Q_{\max}/(t_m))^2)$

Pour l'équation (2) : On a le $Y_2 = K_2 (t_d - t)^3$ Ou le $K_2 = ((Q_{\max}/(t_d))^3)$

Pour notre cas le $K_1 = 5.73 \cdot 10^{-7} \text{ m}^3/\text{s}^3$ et le $K_2 = 8.46 \cdot 10^{-13} \text{ m}^3/\text{s}^4$

$$V_{m1} = (5.73 \cdot 10^{-7}) \cdot (12.10 \cdot 3600)^3 / 3 = 15786904.45 \text{ m}^3 = 15.78 \text{ Hm}^3$$

$$V_{m2} = (8.46 \cdot 10^{-13}) \cdot (30.25 \cdot 3600)^4 / 4 = 29745542.28 \text{ m}^3 = 29.74 \text{ Hm}^3$$

- **Calcul de la largeur et la lame déversant de l'évacuateur de la crue pour un volume forcé :**

Le calcul du volume forcé de la retenue permet de connaître la cote déversant maximale par l'évacuateur de surface.

Le débit maximum peut être donné par la formule de Kotcherine améliorée par Sokolovsky pour un hydrogramme à une pointe au triangulaire.

$$q_{maxp\%} = 0.85 * Q_{p\%} * \left(1 - \frac{V_f}{V_{cp\%}}\right)$$

$$V_f = (0.05 \div 0.2) V_{cp\%}$$

Pour un évacuateur Frontal ou latéral ayant une section rectangulaire, il suffit de déterminer « b » la largeur déversant.

Cette largeur est donnée par la formule générale du déversoir :

$$b = \frac{q_{maxp\%}}{m \sqrt{2g} H_d^{3/2}}$$

Pour notre cas on a $Q_{1\%} = 1087.31 \text{ m}^3/\text{s}$, $V_{c1\%} = 45.52 \text{ Hm}^3$ $m = 0.49$

$V_{f1\%} = 0.05 V_{c1\%}$ $V_{f1} = 2.276 \text{ Hm}^3$

$$q_{max1\%} = 0.85 * 1087.31 * \left(1 - \frac{2.276}{45.52}\right) = 878.003 \text{ m}^3/\text{s}$$

Le volume de $V_{PHE} = V_{NNR} + V_{f1} = 6.37 + 2.276 = 8.646 \text{ Hm}^3$

Pour tirer les valeurs illisibles de (V) à partir de la courbe hauteur-surface-capacité, on se contente d'utiliser la formule suivante :

$$H(m) = 1.5V(\text{Hm}^3) + 273 \quad \text{Pour } V \in [5 \text{ Hm}^3, 12 \text{ Hm}^3]$$

L'altitude qui correspond le volume ($V = 8.646 \text{ Hm}^3$) égale à : 285.96 m

$$H_d = 285.96 - 282.55 = 3.41 \text{ m}$$

Donc le $b = 64.24 \text{ m}$

Voir le graphe ci-dessous :

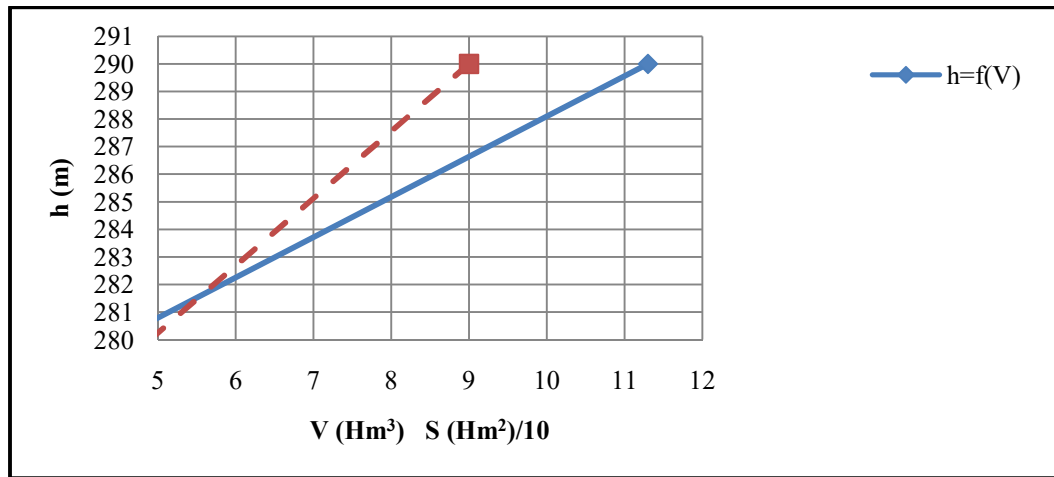


Figure IV.40 : Courbe capacité-surface-hauteur pour $V_e [5 \text{ Hm}^3, 12 \text{ Hm}^3]$

Connaissant la largeur de l'évacuateur, on calcule et en trace la courbe des débits déversant en fonction de la variation du volume d'eau au dessus du déversoir.

$$q = f\left(V + \frac{1}{2} q \Delta t\right)$$

Les résultats sont représentés au tableau (IV.29).

Tableau IV.29 : Volume et débits déversant ($b = 64.24 \text{ m}$)

Cote (m)	hd (m)	q (m³/s)	1/2qdt (m³/s)	1/2qdt (Hm³)	V (Hm³)	V+(1/2)qdt (Hm³)
282.55	0.000	0.00	0.00	0.000	6.370	6.370
282.57	0.023	0.49	875.42	0.001	6.382	6.383
282.66	0.110	5.09	9156.14	0.009	6.440	6.449
282.84	0.293	22.11	39803.85	0.040	6.562	6.602
283.12	0.570	60.00	108003.02	0.108	6.747	6.855
283.46	0.910	121.04	217864.12	0.218	6.973	7.191
283.82	1.270	199.55	359194.10	0.359	7.213	7.573
284.19	1.640	292.83	527095.60	0.527	7.460	7.987
284.58	2.028	402.67	724812.28	0.725	7.719	8.443
284.98	2.425	526.52	947744.41	0.948	7.983	8.931
285.38	2.832	664.49	1196088.99	1.196	8.255	9.451
285.81	3.258	819.93	1475877.25	1.476	8.539	10.015
286.27	3.720	1000.38	1800686.17	1.801	8.847	10.647
286.37	3.820	1040.99	1873780.28	1.874	8.913	10.787

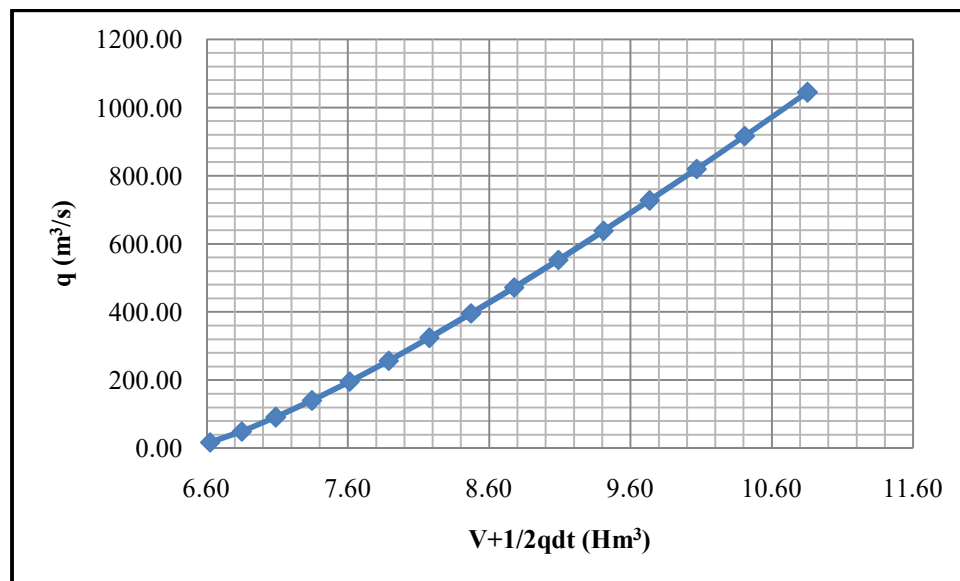


Figure IV.41 : Courbe des débits déversant

Les résultats de calcul sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.30 : Résultat de laminage de la crue par la méthode de Kotcherine pour une largeur de l'évacuateur de crue $L = 64.24 \text{ m}$

Temps	Qi	Qmoy	Qmoy-qi	(Qmoy-qi)*dt	V+1/2qdt	qi
(h)	(m³/s)	(m³/s)	(m³/s)	(Hm³)	(Hm³)	(m³/s)
0	0	0	0	0	6.37	0
1	7.43	3.713236801	3.7132368	0.0133677	6.3833677	0.490
2	29.71	18.566184	18.076184	0.0650743	6.4484419	5.090
3	66.84	48.27207841	43.182078	0.1554555	6.6038974	22.110
4	118.82	92.83092002	70.7209200	0.2545953	6.8584927	60.000
5	185.66	152.2427088	92.2427088	0.3320738	7.1905665	121.040
6	267.35	226.5074448	105.467445	0.3796828	7.5702493	199.550
7	363.90	315.6251281	116.075128	0.4178705	7.9881197	292.830
8	475.29	419.5957585	126.7657585	0.4563567	8.4444765	402.670
9	601.54	538.4193361	135.749336	0.4886976	8.9331741	526.520
10	742.65	672.0958609	145.575861	0.5240731	9.4572472	664.490
11	898.60	820.625333	156.135333	0.5620872	10.019334	819.390
12.1	1087.31	992.9566529	173.5666529	0.62484	10.644174	1000.380
13	993.12	1040.21481	39.8348102	0.1434053	10.78758	1040.990
14	895.03	944.0736175	-96.9163825	-0.348899	10.438681	939.700
15	803.62	849.3224201	-90.3775799	-0.325359	10.113321	847.260
16	718.65	761.1349978	-86.1250022	-0.31005	9.8032714	761.020
17	639.90	679.2756676	-81.7443324	-0.29428	9.5089918	677.910
18	567.12	603.5087462	-74.4012538	-0.267845	9.2411472	608.300
19	500.08	533.5985506	-74.7014494	-0.268925	8.972222	537.960
20	438.54	469.3093977	-68.6506023	-0.247142	8.7250799	473.710
21	382.27	410.4056042	-63.3043958	-0.227896	8.497184	415.250
22	331.03	356.6514871	-58.5985129	-0.210955	8.2862294	362.850
23	284.59	307.8113633	-55.0386367	-0.198139	8.0880903	315.890
24	242.71	263.6495495	-52.2404505	-0.188066	7.9000247	274.280
25	205.15	223.9303628	-50.3496372	-0.181259	7.718766	230.960
26	171.68	188.4181199	-42.5418801	-0.153151	7.5656152	197.200
27	142.07	156.8771377	-40.3228623	-0.145162	7.4204529	167.480
28	116.07	129.0717331	-38.4082669	-0.13827	7.2821831	139.430
29	93.46	104.766223	-34.663777	-0.12479	7.1573936	113.140
30	73.99	83.72492425	-29.4150758	-0.105894	7.0514993	94.210
31	57.43	65.71215369	-28.4978463	-0.102592	6.948907	74.760
32	43.55	50.49222822	-24.2677718	-0.087364	6.8615431	61.590
33	32.11	37.82946469	-23.7605353	-0.085538	6.7760051	46.370
34	22.87	27.48817999	-18.88182	-0.067975	6.7080306	36.600

35	15.60	19.23269098	-17.367309	-0.062522	6.6455083	27.640
36	10.06	12.82731454	-14.8126855	-0.053326	6.5921826	20.660
37	6.02	8.036367529	-12.6236325	-0.045445	6.5467375	15.380
38	3.23	4.624166825	-10.7558332	-0.038721	6.5080165	10.650
39	1.48	2.355029298	-8.2949707	-0.029862	6.4781546	7.300
40	0.51	0.993271818	-6.30672818	-0.022704	6.4554504	5.160
41	0.10	0.303211256	-4.85678874	-0.017484	6.437966	3.760
42.35	0.00	0.048322407	-3.712	-0.013362	6.4246039	2.860
43	0.00	0	-2.860	-0.010296	6.4143079	2.050
44	0.00	0	-2.050	-0.00738	6.4069279	1.560
45	0.00	0	-1.560	-0.005616	6.4013119	1.560
46	0.00	0	-1.560	-0.005616	6.3956959	0.840
47	0.00	0	-0.840	-0.003024	6.3926719	0.840
48	0.00	0	-0.840	-0.003024	6.3896479	0.840
49	0.00	0	-0.840	-0.003024	6.3866239	0.840
50	0.00	0	-0.840	-0.003024	6.3835999	0.840
51	0.00	0	-0.840	-0.003024	6.3805759	0.390
52	0.00	0	-0.390	-0.001404	6.3791719	0.390
53	0.00	0	-0.390	-0.001404	6.3777679	0.390
54	0.00	0	-0.390	-0.001404	6.3763639	0.390
55	0.00	0	-0.390	-0.001404	6.3749599	0.390
56	0.00	0	-0.390	-0.001404	6.3735559	0.140
57	0.00	0	-0.140	-0.000504	6.3730519	0.140
58	0.00	0	-0.140	-0.000504	6.3725479	0.140
59	0.00	0	-0.140	-0.000504	6.3720439	0.140
60	0.00	0	-0.140	-0.000504	6.3715399	0.140
61	0.00	0	-0.140	-0.000504	6.3710359	0.140
62	0.00	0	-0.140	-0.000504	6.3705319	0.140

On opte pour une largeur de déversoir de $b = 64.24$ m, correspondant à un débit laminé $q = 1040.99 \text{ m}^3/\text{s}$ et une charge de 3.82 m et un volume forcé de 10.78 Hm^3 .

Les hydrogrammes d'entrée (crues) et de sortie (débits déversant) sont représentés par la figure (IV.42).

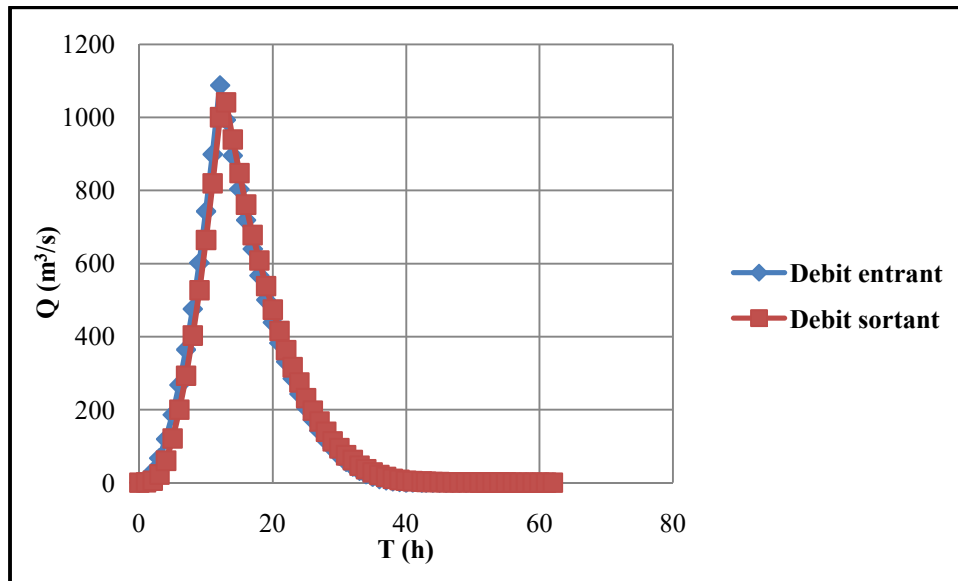


Figure IV.42 : Hydrogramme de débits entrant et sortant pour le débit $Q_{1\%} = 1087.31 \text{ m}^3/\text{s}$ et une largeur de l'évacuateur $L = 64.24 \text{ m}$

IV.6 Calcul de la revanche :

La revanche consiste en une hauteur de sécurité pour protéger l'ouvrage contre les diverses crues en tenant compte du danger que représente les déferlements des vagues soulevées par les vents soufflantes en tempête.

- **Formule de MALLET et PAQUANT :**

$$R = H_v + \frac{v^2}{2g} + S$$

Avec :

$$H_v = 0.5 + 0.33\sqrt{F}$$

F : est le Fetch qui représente la longueur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle, fréquemment en direction du barrage comme le montre la figure (IV.43).

Pour notre cas le **F = 584 m = 0.584 km**

$V^2/2g$: Energie cinétique des vagues qui lorsque la vague est interrompue par le barrage se transforme en hauteur d'eau complémentaire (m).

Avec :

$$V = \frac{3}{2} + \frac{2}{3} H_v$$

Donc le $H_v = 0.75 \text{ m}$ et le $V = 2 \text{ m}$ et le $S = 0.5 \text{ m}$

$$R = 0.75 + 0.2 + 0.5 = 1.45 \text{ m}$$

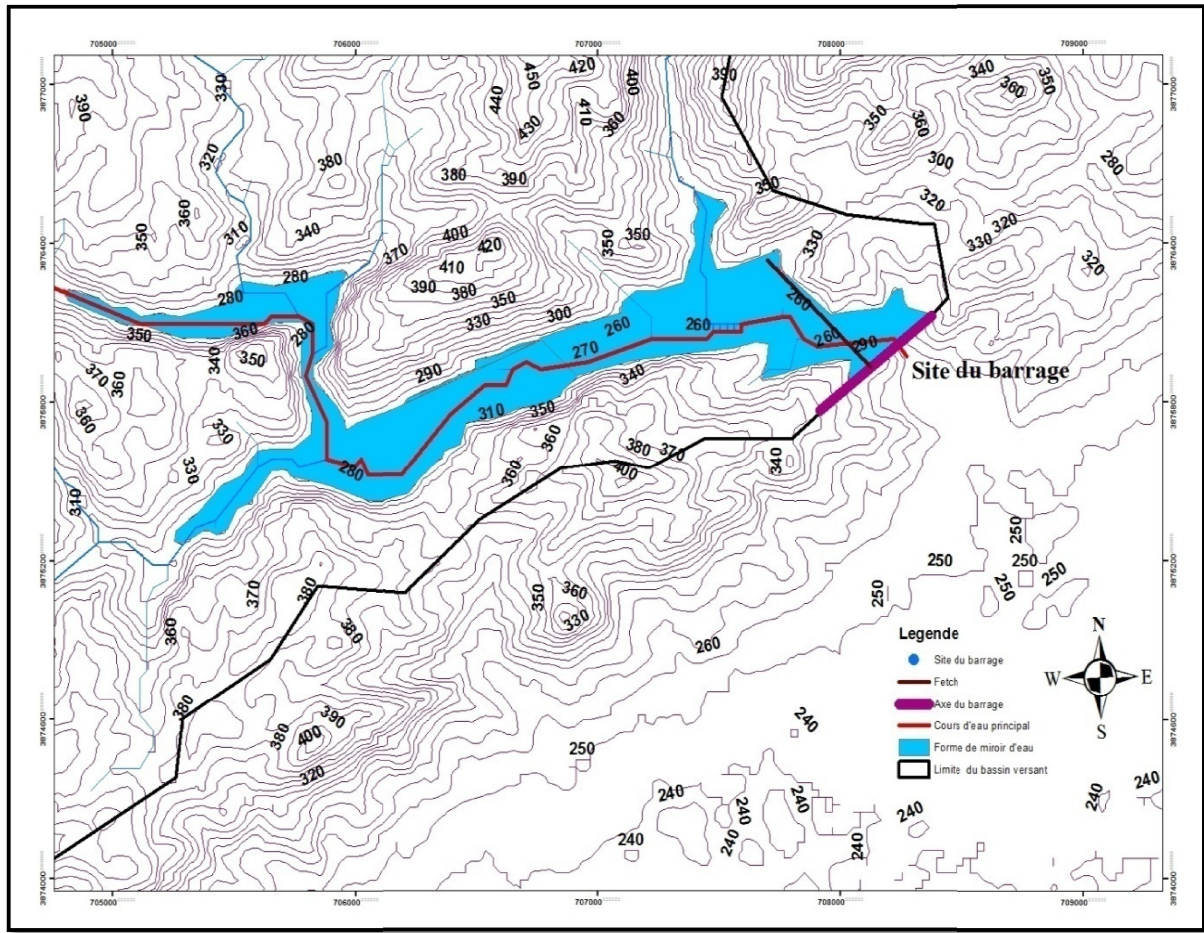


Figure IV.43 : Le Fetch et le plan d'eau dans la retenue

- **Niveau de la crête de la retenue :**

Ce niveau NCB est déterminé par :

$$Ncb = H_{morte} + H_{utile} + H_{forcée} + Revanche + Stassement$$

$$Ncb = H_{morte} + H_{utile} + H_{forcée} + Revanche + Stassement = 282.55 + 3.82 + 1.45$$

$$Ncb = 287.82 \text{ m.NGA}$$

La longueur du barrage $L = 300 \text{ m}$

IV.7 Dimensionnements de la digue :

IV.7.1 La largeur en crête :

Cette largeur doit assurer une sécurité contre les risques de submersion et permettre la circulation des engins pour la finition de l'ouvrage et ultérieurement pour son entretien. Pour les digues dont les hauteurs sont inférieures à 10 m, la largeur de la crête ne doit pas être inférieure à 3 m. Pour les digues de hauteur supérieure à 10 m, la largeur de la crête sera égale à 1/3 de la hauteur de la digue.

Différents formules sont utilisées pour le calcul de la largeur en crête :

a) Formule de KNAPENT :

$$b_{cr} = 1.65\sqrt{H_b}$$

b) Formule d'E-F-PREECE :

$$b_{cr} = (1.1\sqrt{H_b}) + 1$$

c) Formule Anonyme (simplifiée) :

$$b_{cr} = 3.60\sqrt[3]{H_b} - 3$$

d) Formule pratique :

$$b_{cr} = \frac{5}{3} \cdot \sqrt{H_b}$$

Avec :

$$H_b = N_{cb} - N_l = 287.82 - 260 = 27.82 \text{ m}$$

H_b : Hauteur du barrage (m).

N_{cb} : Niveau de la crête de la retenue (m).

N_l : Niveau du lit d'Oued Selsou (m).

Les largeurs de la crête calculées sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.31 : Récapitulatif des résultats du calcul de la largeur en crête

Formule	b_{cr} (m)
KNAPENT	8.70
E-F-PREECE	6.80
Simplifiée	7.91
Pratique	8.79

On opte pour une largeur de crête égale à :

$$b_{cr} = 8 \text{ m}$$

IV.7.2 La longueur en crête :

La longueur en crête est tirée à partir de la carte topographique. Elle est égale à :

$$L_{cr} = 300 \text{ m}$$

IV.7.3 Pente des talus :

Dans le tableau (IV.32) on va choisir les pentes des talus suivant la hauteur du barrage.

Tableau IV.32 : Valeurs indicatives des types des pentes des talus

Hauteur du barrage	Fruit des talus	
	Amont m1	Aval m2
< 5	2 ÷ 2.5	1.5 ÷ 1.75
5 < H < 10	2.25 ÷ 2.75	1.75 ÷ 2.25
10 < H < 15	2.5 ÷ 3	2.0 ÷ 2.5
15 < H < 50	3 ÷ 4	2.5 ÷ 4
> 50	4 ÷ 5	4 ÷ 4.5

Pour les calculs préliminaires, nous adoptant les valeurs suivantes :

- Talus amont : $m1 = 3$
- Talus aval : $m2 = 3$

IV.7.4 La base de la digue :

La base de la digue est calculée par la formule suivante :

$$B = b_{cr} + 2m H_b$$

D'où :

$$B = 174.92 \text{ m}$$

IV.7.5 Bermes :

Sur le talus amont on peut prévoir une berme pour permettre d'effectuer des contrôles sur la digue et de procéder à l'éventuelle réparation sur le talus et d'augmenter la stabilité du parement, aussi pour protéger le talus aval contre l'érosion due au ruissellement des eaux pluviales.

Les bermes sont exécutées pour des hauteurs de 10 à 15 m, leur largeur varie de 2 à 9 m, avec une pente de l'ordre de 3%.

Les cotes des bermes amont et aval sont de 5 m

$$CB_{am} = 275 \text{ m}$$

$$CB_{av} = 275 \text{ m}$$

La largeur des bermes amont et aval sont de 5 m

La berme aval doit avoir une pente de 1% dans le sens du talus amont dont il est conçu un collecteur des eaux de ruissellements.

IV.7.6 Dimensionnement du noyau :

Pour dimensionner le noyau on doit suivre les étapes suivantes :

a) Hauteur à la crête :

$$H = H_b = 27.82 \text{ m}$$

b) Largeur en crête :

Elle est donnée en fonction de la hauteur de la retenue, elle ne doit pas être inférieure à 2 m.
pour calculer la largeur du noyau on a la formule suivante :

$$l_n = \frac{1}{6} H_b$$

Avec :

l_n : Largeur du noyau en crête (m).

D'où :

$$l_n = 4.64 \text{ m}$$

c) La base du noyau :

Pour calculer la base du noyau on a la formule suivante :

$$L_N = 6 + c.H_b$$

Avec :

L_N : La base du noyau (m).

c : Coefficient $0.30 \leq c \leq 0.75$, on prend $c = 0.7$

Donc :

$$L_N = 25.47 \text{ m}$$

d) Pente des talus :

La pente des talus du noyau à la fondation :

$$mf = 1 \div 1.5$$

e) Profondeur de fondation :

La profondeur de fondation est :

$$H_f = 1.5 \div 6 \text{ m, on prend } H_f = 3 \text{ m}$$

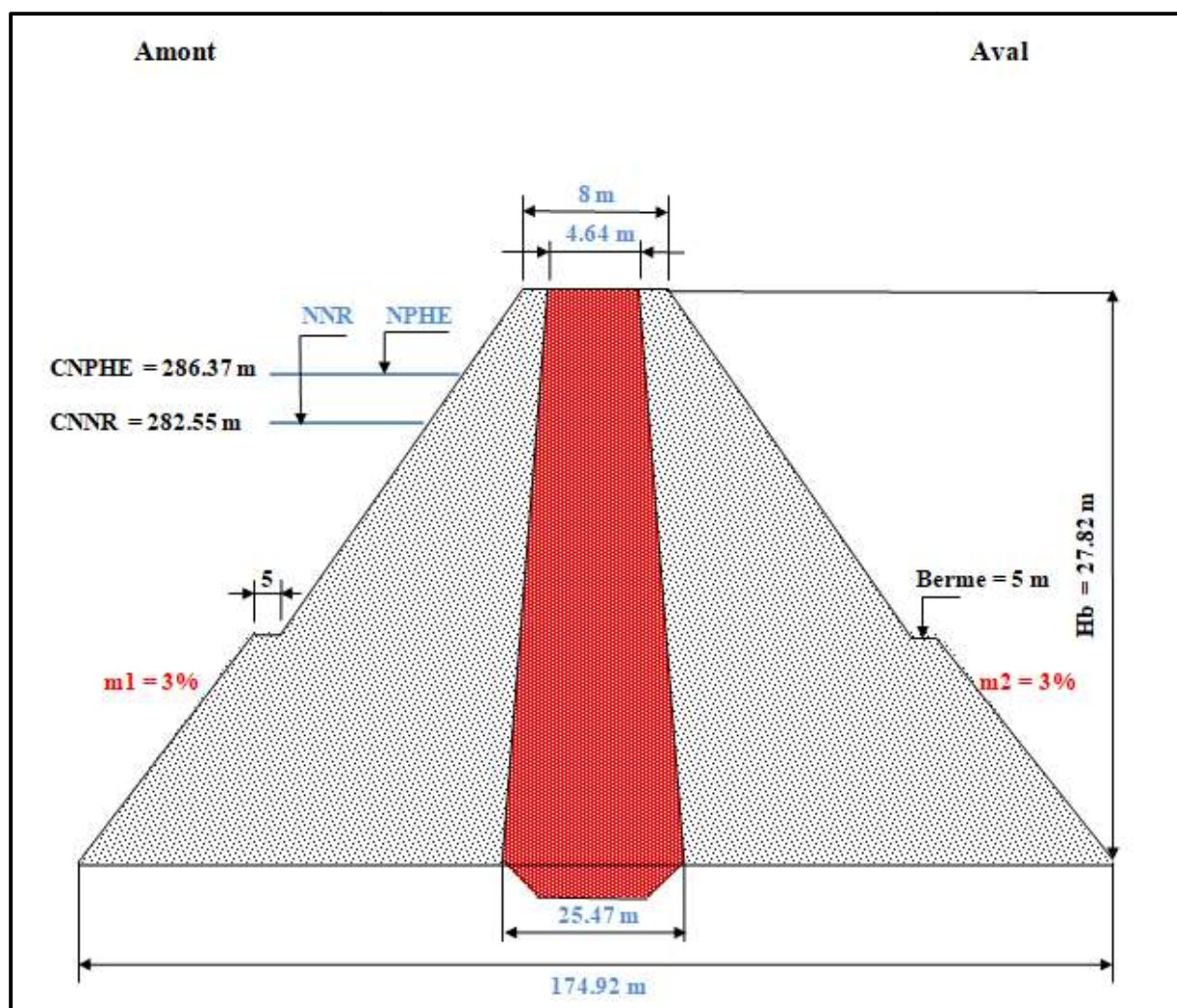


Figure IV.44 : Profil générale de la digue

Tableau IV.33 : Tableau récapitulatif de l'étude de régularisation et du laminage

Désignation	Symbole	Unités	Valeurs
Volume mort	V mort	m ³	3 508 785
Volume utile	V uint	m ³	2 860 000
Volume au NNR	V _{NNR}	m ³	6 370 000
Volume au NPHE	V _{NPHE}	m ³	10 780 000
Côte NPHE	NPHE	m NGA	286.37
Côte NVM	NVM	m NGA	277
Côte NNR	NNR	m NGA	282.55

IV.8 Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons analysé pratiquement tous les paramètres hydrotechniques régissant la réalisation de la retenue collinaire, à savoir les débits, la régularisation des débits saisonnières et interannuels, le laminage de crue effectué par la méthode de Kotcherine.

Ce qui nous permet de calculer les caractéristiques hydrotechniques qui sont présentées dans le tableau (IV.33), tel que notre retenue est d'une capacité de stockage de 6 370 000 m³ et hauteur totale de 27.82 m.

Conclusion générale

Conclusion générale

Conclusion générale :

L'étude d'hydrologique et hydrotechnique dans la wilaya de Biskra est le principal objectif du présent mémoire de fin d'études. Cet ouvrage est destiné à l'irrigation des terres agricoles.

Dans les deux premiers chapitres, nous avons fait une étude générale des barrages et de leurs types et caractéristiques, puis nous avons abordé la présentation de la zone du barrage sous divers aspects (de la géographie, de la géologie, de la topographie, de la couverture végétale, de la densité de population et du climat). Cette étude nous permet de connaître le type de barrage adapté à cette zone afin qu'il soit plus résistant et couvre les besoins d'irrigation.

Puis une étude hydrologique a été menée pour :

Déterminer les pluies maximales journalières pour les périodes de retour données et de déterminer les apports annuels et différents débit et volumes.

Au final, nous concluons par une étude hydrotechnique pour déterminer les différentes caractéristiques du barrage et les différentes hauteurs à savoir un volume NNR de **6.37 Hm³** d'une cote de **282.55 m.NGA**, un volume mort de **3.51 Hm³** d'une cote NVM de **277 m.NGA**, un niveau NPHE égale à **286.37 m.NGA**. Ce qui implique un volume forcé de **10.78 Hm³** et une lame déversant de **3.82 m** déterminés par une étude de laminage de la crue.

Cette retenue est destinée à l'irrigation des terres agricoles, permettant de développer le secteur de l'agriculture avec la mise en valeur de nouvelles terres. Sur le plan environnemental, l'implantation de la retenue collinaire n'aura pas d'impacts négatifs de grande importance.

Références bibliographiques

- [1] Trir Naoui. 2019. Etude d'un barrage déversoir pour l'irrigation commune de Mchouneche Biskra. Mémoire de Master, Université Mohamed Khider-Biskra, 15 p
 - [2] Labidi Yasmina, Lakrid Hanifa. 2017. Etudes dynamique et stabilité d'un barrage de Koudiat medour (Batna). Mémoire de Master, Université badji mokhtar- Annaba,
 - [3] [http://wikhydro.developpement-durable.gouv.fr/index.php/Wikibardig:Choix_d%27un_site_\(barrage\)](http://wikhydro.developpement-durable.gouv.fr/index.php/Wikibardig:Choix_d%27un_site_(barrage)).
 - [4] M^{elle} Abbas Lila. 2012/2013. Surveillance et sécurité des barrages. Mémoire de Master Académique, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou,
 - [5] M. Christian Kert Député. 9 juillet 2008. Rapport d'Amélioration de la sécurité des barrages et ouvrages hydrauliques. Annexe au procès-verbal de la séance
 - [6] Mr. Heragmi Ali. 2009. Choix et conception de l'organe de l'étancheité des barrages en terre barrage El-Agrem Jijel. Mémoire de Magister, Université Badji-Mokhtar-Annaba,
 - [7] <https://documents.epfl.ch/groups/l/lc/lch-unit/www/pdf/support/barrage/Chap%201B%20Generalites.pdf>
 - [8] <https://fr.wikipedia.org/wiki/Barrage> (date de consultation : Septembre 2017)
 - [9] <https://www.infociments.fr/ouvrages-au-service-des-energies-renouvelables/les-barrages> (date de consultation : Novembre 2016)
 - [10] https://www.univ-usto.dz/images/coursenligne/brt_lz.pdf
 - [11] <https://www.limaza.com/%D8%A8%D9%86%D8%A7%D8%A1-%D8%A7%D9%84%D8%B3%D8%AF%D9%88%D8%AF/>
 - [12] Rekis Abdelkrim, « Etude spatio-temporelle du changement de la végétation de la région ouest de Biskra. Approche cartographique par télédétection. »
 - [13] DSA Biskra 2010, « Direction des services agricoles de la wilaya de Biskra »
 - [14] Mohamed CHEBBAH, « Lithostratigraphie, Sédimentologie et Modèles de Bassins des dépôts néogènes de la région de Biskra, de part et d'autre de l'Accident Sud Atlasique (Zibans, Algérie) »
 - [15] HELAL Fayçal, Qualité, gestion intégrée et cartographie des ressources en eau de la wilaya de Biskra, Mémoire master en géologie option hydrogéologie et géothermie 2016
 - [16] ONM 2009, « Office National de Météorologie W.Biskra 2009 »
 - [17] Aster MNT, « site internet/Earthexplorer.usgs.gov. »
-

Références bibliographiques

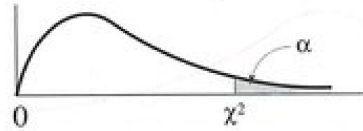
- [18] DGCTA 1995, Youssef Souadi., « L'érosion hydrique au maghreb étude d'un cas: le bassin versant de l'Oued Barbara (tunisie septentrionale) »
- [19] Azzedine Mebarki, « Hydrologie des bassins de l'est algérien : ressources en eau, aménagement et environnement »
- [20] ANRH « Agence Nationale des Ressources Hydrauliques »
- [21] Bernard Bobee et Lyne des Groseilliers, « Ajustement des distributions pearson type 3, gamma, gamma généralisée, log-pearson type 3 et log-gamma 1985. »
- [22] Mme B.Touabia, « Polycopie de cours, régularisation des débits, 2001»

Annexes

Annexes

Annexe 1 : Tableaux de Khideux

Table χ^2 : points de pourcentage supérieurs de la distribution χ^2



dl	.995	.990	.975	.950	.900	.750	.500	.250	.100	.050	.025	.010	.005
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.02	0.10	0.45	1.32	2.71	3.84	5.02	6.63	7.88
2	0.01	0.02	0.05	0.10	0.21	0.58	1.39	2.77	4.61	5.99	7.38	9.21	10.60
3	0.07	0.11	0.22	0.35	0.58	1.21	2.37	4.11	6.25	7.82	9.35	11.35	12.84
4	0.21	0.30	0.48	0.71	1.06	1.92	3.36	5.39	7.78	9.49	11.14	13.28	14.86
5	0.41	0.55	0.83	1.15	1.61	2.67	4.35	6.63	9.24	11.07	12.83	15.09	16.75
6	0.68	0.87	1.24	1.64	2.20	3.45	5.35	7.84	10.64	12.59	14.45	16.81	18.55
7	0.99	1.24	1.69	2.17	2.83	4.25	6.35	9.04	12.02	14.07	16.01	18.48	20.28
8	1.34	1.65	2.18	2.73	3.49	5.07	7.34	10.22	13.36	15.51	17.54	20.09	21.96
9	1.73	2.09	2.70	3.33	4.17	5.90	8.34	11.39	14.68	16.92	19.02	21.66	23.59
10	2.15	2.56	3.25	3.94	4.87	6.74	9.34	12.55	15.99	18.31	20.48	23.21	25.19
11	2.60	3.05	3.82	4.57	5.58	7.58	10.34	13.70	17.28	19.68	21.92	24.72	26.75
12	3.07	3.57	4.40	5.23	6.30	8.44	11.34	14.85	18.55	21.03	23.34	26.21	28.30
13	3.56	4.11	5.01	5.89	7.04	9.30	12.34	15.98	19.81	22.36	24.74	27.69	29.82
14	4.07	4.66	5.63	6.57	7.79	10.17	13.34	17.12	21.06	23.69	26.12	29.14	31.31
15	4.60	5.23	6.26	7.26	8.55	11.04	14.34	18.25	22.31	25.00	27.49	30.58	32.80
16	5.14	5.81	6.91	7.96	9.31	11.91	15.34	19.37	23.54	26.30	28.85	32.00	34.27
17	5.70	6.41	7.56	8.67	10.09	12.79	16.34	20.49	24.77	27.59	30.19	33.41	35.72
18	6.26	7.01	8.23	9.39	10.86	13.68	17.34	21.60	25.99	28.87	31.53	34.81	37.15
19	6.84	7.63	8.91	10.12	11.65	14.56	18.34	22.72	27.20	30.14	32.85	36.19	38.58
20	7.43	8.26	9.59	10.85	12.44	15.45	19.34	23.83	28.41	31.41	34.17	37.56	40.00
21	8.03	8.90	10.28	11.59	13.24	16.34	20.34	24.93	29.62	32.67	35.48	38.93	41.40
22	8.64	9.54	10.98	12.34	14.04	17.24	21.34	26.04	30.81	33.93	36.78	40.29	42.80
23	9.26	10.19	11.69	13.09	14.85	18.14	22.34	27.14	32.01	35.17	38.08	41.64	44.18
24	9.88	10.86	12.40	13.85	15.66	19.04	23.34	28.24	33.20	36.42	39.37	42.98	45.56
25	10.52	11.52	13.12	14.61	16.47	19.94	24.34	29.34	34.38	37.65	40.65	44.32	46.93
26	11.16	12.20	13.84	15.38	17.29	20.84	25.34	30.43	35.56	38.89	41.92	45.64	48.29
27	11.80	12.88	14.57	16.15	18.11	21.75	26.34	31.53	36.74	40.11	43.20	46.96	49.64
28	12.46	13.56	15.31	16.93	18.94	22.66	27.34	32.62	37.92	41.34	44.46	48.28	50.99
29	13.12	14.26	16.05	17.71	19.77	23.57	28.34	33.71	39.09	42.56	45.72	49.59	52.34
30	13.78	14.95	16.79	18.49	20.60	24.48	29.34	34.80	40.26	43.77	46.98	50.89	53.67
40	20.67	22.14	24.42	26.51	29.06	33.67	39.34	45.61	51.80	55.75	59.34	63.71	66.80
50	27.96	29.68	32.35	34.76	37.69	42.95	49.34	56.33	63.16	67.50	71.42	76.17	79.52
60	35.50	37.46	40.47	43.19	46.46	52.30	59.34	66.98	74.39	79.08	83.30	88.40	91.98
70	43.25	45.42	48.75	51.74	55.33	61.70	69.34	77.57	85.52	90.53	95.03	100.44	104.24
80	51.14	53.52	57.15	60.39	64.28	71.15	79.34	88.13	96.57	101.88	106.63	112.34	116.35
90	59.17	61.74	65.64	69.13	73.29	80.63	89.33	98.65	107.56	113.14	118.14	124.13	128.32
100	67.30	70.05	74.22	77.93	82.36	90.14	99.33	109.14	118.49	124.34	129.56	135.82	140.19

Annexes

Annexe 2 : Tableau de Radkovitch

Module spécifique M en l/s/km ²	> 20	10 < M < 20	4 < M < 10	1 < M < 4	M < 1
r	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5

Annexes

Annexe 3 : Tableau Foster Rebkin

Cs	0.00001	0.0001	0.001	0.01	0.1	1	3	5	10	20	25	30	40	50	60	70	75	80	90	Cs
0.00	5.19	4.77	4.24	3.72	3.09	2.33	1.88	1.64	1.28	0.84	0.67	0.52	0.25	0.00	-0.25	-0.52	-0.67	-0.84	-1.28	0.00
0.05	5.48	4.94	4.38	3.83	3.16	2.36	1.90	1.65	1.28	0.84	0.66	0.52	0.24	-0.01	-0.26	-0.52	-0.68	-0.84	-1.28	0.05
0.10	5.68	5.11	4.54	3.94	3.23	2.40	1.92	1.67	1.29	0.84	0.66	0.51	0.24	-0.02	-0.27	-0.53	-0.68	-0.85	-1.27	0.10
0.15	5.88	5.29	4.69	4.05	3.31	2.44	1.94	1.68	1.30	0.84	0.66	0.50	0.23	-0.02	-0.28	-0.54	-0.68	-0.85	-1.26	0.15
0.20	6.08	5.47	4.84	4.16	3.38	2.47	1.96	1.70	1.30	0.83	0.65	0.50	0.22	-0.03	-0.28	-0.55	-0.69	-0.85	-1.26	0.20
0.25	6.30	5.65	4.19	4.27	3.45	2.50	1.98	1.71	1.30	0.82	0.64	0.49	0.21	-0.04	-0.29	-0.56	-0.70	-0.85	-1.25	0.25
0.30	6.51	5.83	5.14	4.38	3.52	2.54	2.00	1.72	1.31	0.82	0.64	0.48	0.20	-0.05	-0.30	-0.56	-0.70	-0.85	-1.24	0.30
0.35	6.76	6.04	5.31	4.50	3.59	2.58	2.02	1.73	1.32	0.82	0.64	0.48	0.20	-0.06	-0.30	-0.56	-0.70	-0.85	-1.24	0.35
0.40	6.99	6.22	5.46	4.61	3.66	2.61	2.04	1.75	1.32	0.82	0.63	0.47	0.19	-0.07	-0.31	-0.57	-0.71	-0.85	-1.23	0.40
0.45	7.22	6.41	5.62	4.72	3.74	2.64	2.06	1.76	1.32	0.82	0.62	0.46	0.18	-0.08	-0.32	-0.58	-0.71	-0.85	-1.22	0.45
0.50	7.45	6.61	5.77	4.83	3.81	2.68	2.03	1.77	1.32	0.81	0.62	0.46	0.17	-0.08	-0.33	-0.58	-0.71	-0.85	-1.22	0.50
0.55	7.71	6.81	5.92	4.94	3.88	2.72	2.10	1.78	1.32	0.80	0.62	0.45	0.16	-0.09	-0.34	-0.58	-0.72	-0.85	-1.21	0.55
0.60	7.95	7.01	6.08	5.05	3.96	2.75	2.12	1.80	1.33	0.80	0.61	0.44	0.16	-0.10	-0.34	-0.59	-0.72	-0.85	-1.20	0.60
0.65	8.22	7.22	6.23	5.16	4.03	2.78	2.14	1.81	1.33	0.80	0.60	0.44	0.15	-0.11	-0.35	-0.60	-0.72	-0.85	-1.19	0.65
0.70	8.50	7.44	6.40	5.28	4.10	2.82	2.15	1.82	1.33	0.79	0.59	0.43	0.14	-0.12	-0.36	-0.60	-0.72	-0.85	-1.18	0.70
0.75	8.77	7.65	6.86	5.39	4.17	2.86	2.16	1.83	1.34	0.78	0.58	0.42	0.13	-0.12	-0.36	-0.60	-0.72	-0.86	-1.18	0.75
0.80	9.04	7.86	6.71	5.50	4.24	2.89	2.18	1.84	1.34	0.78	0.58	0.41	0.12	-0.13	-0.37	-0.60	-0.73	-0.86	-1.17	0.80
0.85	9.34	8.10	6.88	5.62	4.31	2.92	2.20	1.85	1.34	0.78	0.58	0.40	0.12	-0.14	-0.38	-0.60	-0.73	-0.86	-1.16	0.85
0.90	9.63	8.32	7.03	5.73	4.38	2.96	2.22	1.86	1.34	0.77	0.57	0.40	0.11	-0.15	-0.38	-0.61	-0.73	-0.85	-1.15	0.90
0.95	9.92	8.54	7.18	5.84	4.46	2.99	2.24	1.87	1.34	0.76	0.56	0.39	0.10	-0.16	-0.38	-0.62	-0.73	-0.85	-1.14	0.95
1.00	10.24	8.78	7.36	5.96	4.53	3.02	2.25	1.88	1.34	0.76	0.55	0.38	0.09	-0.16	-0.39	-0.62	-0.73	-0.85	-1.13	1.00
1.05	10.54	9.01	7.51	6.07	4.60	3.06	2.26	1.88	1.34	0.75	0.54	0.37	0.08	-0.17	-0.40	-0.62	-0.74	-0.85	-1.12	1.05
1.10	10.85	9.24	7.67	6.18	4.67	3.09	2.28	1.89	1.34	0.74	0.54	0.36	0.07	-0.18	-0.41	-0.62	-0.74	-0.85	-1.10	1.10
1.15	11.19	9.495	7.83	6.30	4.74	3.12	2.30	1.90	1.34	0.74	0.53	0.36	0.06	-0.18	-0.42	-0.62	-0.74	-0.84	-1.09	1.15
1.20	11.50	9.73	8.00	6.41	4.81	3.15	2.31	1.91	1.34	0.73	0.52	0.35	0.05	-0.19	-0.42	-0.63	-0.74	-0.84	-1.08	1.20
1.25	11.83	9.97	8.15	6.52	4.88	3.18	2.32	1.92	1.34	0.72	0.52	0.34	0.04	-0.20	-0.42	-0.63	-0.74	-0.84	-1.07	1.25
1.30	12.13	10.19	8.25	6.64	4.95	3.21	2.34	1.92	1.34	0.72	0.51	0.33	0.04	-0.21	-0.43	-0.63	-0.74	-0.74	-1.06	1.30