

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE
-ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR D'ETAT EN HYDRAULIQUE

Option : Conception des ouvrages hydrotechniques

THEME :

ETUDE D'AVANT PROJET DETAILLE DE
L'EVACUATEUR DE CRUE DE BARRAGE
SEKLAFI (W.LAGHOUAT)

Présenté par :

M^r: KIRAT Ismail

Promotrice :

M^{me} N.HADJ SADOK

Devant le jury composé de :

Président: M^r M. HASSANE

Examineurs: M^r A. HADJ SADOK

M^r A.HEBBOUCHE

M^{me} A. ADDOU

Octobre 2011

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail à tous ceux que j'aime mais surtout :

A mes parents qui m'ont toujours poussé et motivé dans mes études. Sans eux, je n'aurais certainement pas fait d'études ;

A mes chers frères et mes chères sœurs ;

A tous mes amis: Hamza, Ahmed, Ibrahim, Fayçal...

A tous les enseignants de l'ENSH qui m'ont accompagné durant mes études ;

A tous mes collègues de L'ENSH.

Ismail

REMERCIEMENTS

Je remercie Dieu le tout puissant, pour m'avoir donné la santé, le courage et la volonté d'étudier et pour m'avoir permis de réaliser ce modeste travail dans les meilleures conditions.

J'aimerais exprimer ma gratitude pour la patience, le soutien et l'aide qu'a pu m'apporter ma promotrice M^{me} : Hadj Sadok Nabila pour ces orientations et son compréhension.

Mes remerciements également à :

L'ingénieur boutaleb Aïcha pour leur encouragements et leur aides ;

Tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à la réalisation de ce travail ;

Je remercie également tous mes professeurs pour l'aide précieuse, qu'ils m'ont apporté durant l'élaboration de ce modeste travail. .

Aussi, je me permets d'exprimer tout mon respect aux membres de jury qui me feront l'honneur d'apprécier notre travail.

Enfin un grand merci tout spécial à ma famille, à mes parents qui m'ont permis de poursuivre mes études, à mes frères, ainsi qu'à tous mes amis qui n'ont cessé de me soutenir et de m'encourager au cours de mes années d'études et de m'avoir plus d'une fois remonté le moral. Qu'ils trouvent ici l'expression de ma profonde reconnaissance.

Ismail

ملخص:

الهدف من بناء سد سكلافة على واد مزي بولاية الاغواط هو سقي الأراضي الفلاحية المجاورة، و مد المنطقة بالمياه الصالحة للشرب. هو عبارة عن سد من إسمنت، مزود بجهاز لإلغاء الفيضانات في وسط السد بكمية استيعاب تقدر بحوالي 901.4م³ في الثانية يبلغ ارتفاع السد 44.18 م حيث تبلغ قدرة التخزين لهذا السد ب29.87 مليون م³.

هذا العمل يتضمن الدراسة المدققة لما قبل إنجاز جهاز إلغاء الفيضانات لسد سكلافة ، حيث أن دراسة الجدوى من المشروع قدمت من طرف مكتب دراسات جزائرى .

Résumé :

Le barrage de Seklafa sur Oued M'zi dans la willaya de Laghouat est destiné à l'irrigation des terres agricoles avoisinantes et les besoins en eau potable. C'est un barrage en béton avec un évacuateur de crues central permettant d'évacuer un débit de crues de 901.4m³/s. Le barrage à une hauteur de 44.18 m et un volume utile de 29.87 Mm³.

Notre travail consiste à réaliser l'étude d'APD de l'évacuateur de crues de ce barrage dont l'étude de faisabilité a été faite par un bureau d'étude algérien.

Abstract:

The dam of Seklafa on Oued M'zi in willaya of Laghouat is intended for the irrigation of the agricultural land adjacent and the needs in drinking water. It is a dam in concrete, and a spillway of raw central allows evacuating a sale of raw equal to 901.4 m³/s. The dam has a height of 44.18m and a volume useful equal of 29.87 Mm³.

Our work involves the study of the preliminary detailed draft of the evacuator of raw of this dam, whose feasibility study has been made by a consulting firm of algérien.

Sommaire :

Partie I : Synthèse de l'étude de faisabilité

Chapitre I : Etude topographique

I.1.Introduction.....	1
I.2.Situation géographique du site.....	1
I.3.Documentation consultés.....	2
I.4.Caractéristiques morphologiques.....	2

Chapitre II : Etude géologique et géotechnique

II.1. étude géologique.....	3
II.1.1.objectif.....	3
II.1.2.Localisation.....	3
II.1.3. Situation Géologique régionale.....	4
II.1.4.Géologie de l'axe de barrage.....	4
II.1.5. Stratigraphie régionale	4
II.1.6. La tectonique.....	6
II.1.7.La sismicité.....	6
II.1.8.Caractéristiques hydrologiques.....	6
II.2. Etude géotechnique	8
II.2.1.introduction.....	8
II.2.2. Prospection géotechnique du terrain	10
II.2.3.Synthèse des essais géotechnique	10
II.2.3.1.Essais in situ.....	10
II.2.3.2.Essais géophysiques	11
II.2.3.3.Essais de laboratoire	11
II.2.4.Zonages géotechniques	13
II.2.5.Matériaux de construction	13
II.2.6.Conclusion	14

Partie II : Etude d'avant projet détaillé

Chapitre I : Etude hydrologique

I.1. bassin versant	15
I.1.1.Caractéristiques morphologiques du bassin versant	15
I.1.2.Paramètres du relief	18
I.1.2.1.Répartition et courbe hypsométrique	18
I.1.2.2.Altitudes et indices caractéristiques	18
I.1.3. Caractéristiques hydrographiques	21
I.1.4.Caractéristiques climatiques	25
I.2. Etude des précipitations maximales journalières	27
I.2.1. Caractéristiques empiriques	28
I.2.2. Ajustement des pluies maximales journalières	28
I.2.3. Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités	33
I.3.Etudes des apports	37
I.3.2.Caractéristiques de l'écoulement	38
I.3.3. Apports fréquentiels	39
I.3.4.Répartition de l'apport moyen annuel estimé à une probabilité de 80%	40
I.3.5. Apport solide et estimation du volume mort	41
I.4. Etude des crues	42
I.4.1. Détermination les débits maximaux fréquentiels.....	42
I.4.2.Hydrogramme de crue	44
I.4.3.Choix de la crue de projet	48
I.5. Régularisation.....	50
I.5.1. Répartition mensuel de l'apport 80%	50
I.5.2 Répartition mensuel des besoins	51
I.5.3 Courbes «Hauteurs-Capacités-Surfaces»	51
I.5.4 Calcul du volume utile	53
I.5.4.1. Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes	55
I.5.4.2. Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes	55
I.5.4.3. Régularisation interannuelle	56

Chapitre II : Laminage des crues

II.1. Généralités	59
II.2. Laminage des crues par la méthode de KOTCHERINE.....	59
II.3. Laminage des crues par la méthode de HILDENBLAT.....	64
II.4. Dimensionnement du barrage	71
II.4.1. Longueur du front déversant	71
II.4.2. Revanche	71
II.4.3. Largeur en crête	72
II.4.4. Hauteur du barrage	72

Chapitre III : Etude des variantes de l'évacuateur de crue

III.1. Synthèses des variantes.....	74
III.1.1. Description du site de barrage	74
III.1.2. Conception du barrage	74
III.1.3. Généralités sur les évacuateurs des crues.....	75
III.1.4. Emplacement de l'évacuateur de crue	75
III.1.5. Conclusion de choix de type de l'évacuateur de crues	77
III.2. Etude de la première variante	77
III.2.1. Principe	77
III.2.2. dimensionnement	78
III.2.2.1. Déversoir	78
III.2.2.2. Bassin dissipation	80
III.2.2.3. Murs bajoyers.....	84
III.2.3. Calcul de la stabilité.....	84
III.2.3.1. Calcul des forces qui surgissent autour de déversoir :.....	84
III.2.3.2. étude de stabilité	86
III.3. Etude de la deuxième variante.....	87
III.3.1. Principe	87
III.3.2. Déversoir	87
III.3.3. Caractéristiques hydrauliques de courant dans le coursier.....	89
III.3.4. Caractéristiques hydrauliques à la fin du coursier.....	90
III.3.5. Hauteur des murs bajoyers sur le déversoir.....	89
III.3.6. Bassin de dissipation.....	92

Chapitre IV : Organisation de chantier

IV.1. Organisation technique de préparation	93
IV.2. Travaux préparatoires et installation de l'entreprise	93
IV.3. Travaux de réalisation	94
IV.4. Les moyens de chantier	95
IV.5. Planification :	96
IV.5.1 Définition	96
IV.5.2. Techniques de la planification	96
IV.5.3. Méthode C.P.M (Méthode du Chemin Critique)	97
IV.5.3.1. Etapes de la planification	97
IV.5.3.2. Paramètres de la méthode C.P.M	98
IV.5.3.3. Chemin critique (C.C)	98
IV.5.3.4. Attribution des durées de chaque opération	98
IV.6. Plannings	99
IV.7. Délai de construction et programme des travaux	99
IV.8. Programme des travaux du barrage de Seklafa	99
IV.9. Etude de la planification du barrage de Seklafa	102
IV.10. Calcul du devis estimatif	103

Chapitre V : protection et sécurité de travail

V.1. Causes des accidents de travail	107
V.2. Causes des maladies professionnelles	108
V.3. Conditions dangereuses dans le chantier	108
V.3.1. Méthode et moyens de prévention	109
V.4. Actions dangereuses	109
V.4.1. Méthode et moyens de prévention	109
V.5. Calcul du débit d'air nécessaire à la ventilation du tunnel :	109
V.5.1. Etude de dimensionnement du réseau de ventilation	110
V.5.2. Calcul du diamètre des canalisations	111

Liste des tableaux :

Partie I :

Tableau.II.1 : Caractéristiques hydrologiques du bassin versant.....	8
Tableau. II.2 : Synthèse des résultats obtenus aux essais Lugeon.....	10
Tableau. II.3 : Analyse des résultats obtenus et identification des horizons sismiques.....	11
Tableau .II.4 : Caractéristiques mécaniques de la fondation.....	11
Tableau.II.5: Résultats des essais de compression simple.....	13
Tableau II.6: Zonage Géotechnique du site du barrage Seklafa.....	13

Partie II :

Tableau. I.1: Surfaces partielles du bassin versant par tranche d'altitude.....	16
Tableau. I.2 : Détermination de l'altitude moyenne.....	17
Tableau. I.3: Détermination de la pente de roche.....	18
Tableau. I.4: Longueurs des courbes se niveaux.....	19
Tableau. I.5: Evaluation du profil en long.....	21
Tableau .I.6: Caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant.....	22
Tableau .I.7 : Répartition de la température mensuelle.....	23
Tableau.I.8 : Répartition d'humidité mensuelle.....	23
Tableau. I.9 : Répartition d'évaporation mensuelle.....	24
Tableau .I.10: Identification de la station pluviométrique Seklafa.....	25
Tableau. I.11 : Répartition mensuelle de la pluie annuelle.....	25
Tableau. I.12: Ajustement à la loi de GUMBEL.....	27
Tableau. I.13: Ajustement à la loi de GALTON.....	29
Tableau .I.14: Les précipitations des différent fréquence (mm).....	32
Tableau .I.15: Les Intensité des pluies I_t (mm/h).....	32
Tableau .I.16: Récapitulatif des apports.....	36
Tableau.I.17: Les apports de différentes fréquences.....	38
Tableau I.18: Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de probabilité 80%.....	38
Tableau.I.19 : Débits maxima des crues de différentes périodes de retour.....	40
Tableau.I.20: Débits maxima des crues de différentes périodes de retour.....	40
Tableau.I.21 : Débits maximaux des crues de différentes périodes de retour.....	41
Tableau.I.22: Débits maximums des crues de différentes périodes de retour.....	41
Tableau.I.23: débits maximaux fréquentiels de crue.....	42
Tableau.I.24 : Les hydrogrammes de crues.....	43
Tableau.I.25: Crue de projet recommandée.....	46
Tableau.I.26: Répartition mensuelle de l'apport 80%.....	48
Tableau.I.27: Répartition mensuelle des besoins en eau.....	49
Tableau.I.28 : Caractéristiques topographiques de la retenue.....	49
Tableau.I.29: Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm^3).....	52
Tableau.I.30 : Coefficient δ en fonction des conditions hydrogéologiques.....	53
Tableau I.31: Les volumes des pertes dans la retenue.....	54
Tableau.I.32: La répartition mensuelle des apports et des débits.....	55

Tableau.I.33: Les différents paramètres hydrologiques	56
Tableau.II.1: Calcul du débit déversant pour différentes valeurs de h_d et de b	59
Tableau.II.2: Volumes et débits déversants ($b=35m$).....	63
Tableau.II.3: Volumes et débits déversants ($b=40m$).....	64
Tableau.II.4: Volumes et débits déversants ($b=45m$).....	66
Tableau.II.5: Volumes et débits déversants ($b=50m$).....	67
Tableau.II.6: Calcul de la revanche.....	70
Tableau.II.7: Tableau récapitulatif de dimensionnement du barrage Seklafa.....	71
Tableau.III.01: Les coordonnées du profil de déversoir.....	77
Tableau.III.02: Différentes valeurs du rayon de raccordement	78
Tableau.III.03: Hauteurs et les distances de jet pour différents angles Θ	81
Tableau.III.04: Les coordonnées du profil de déversoir.....	87
Tableau.III.05 : Longueur de zone de courant non aéré	88
Tableau.III.06 : Distance de début de courant uniforme.....	89
Tableau.III.07: Caractéristiques hydrauliques à la fin de déversoir.....	89
Tableau.III.08: Hauteurs des murs bajoyers.....	90
Tableau.III.09: Classification des ressauts.....	91
Tableau.III.10: Classification des bassins de dissipation à ressaut.....	91
Tableau.IV.1: Symboles des opérations	105
Tableau.IV.2: Calcul du TR par la méthode du tableau	105
Tableau.IV.3: Cout de l'évacuateur de crue.....	106
Tableau.V.1: vitesse de l'air dans les différentes canalisations.....	110

Listes des figures :

Partie I :

Figure.I.1: Situation générale du site du barrage.....	1
Figure .I.2 : Topographie de bassin versant de Seklafa.....	2
Figure II.1: Situation de barrage de Seklafa.....	3
Figure .II.2: Carte des zones sismiques.....	7

Partie II :

Figure. I.1. Bassin versant du barrage Seklafa.....	16
Figure. I.2. Rectangle équivalent du bassin versant.....	17
Figure. I.3. répartition et courbe hypsométrique.....	19
Figure. I.4. Réseau hydrographique du bassin versant.....	22
Figure. I.5. Profil en long du cours d'eau principal.....	23
Figure .I.6. Répartition mensuelle de la température.....	25
Figure. I.7. Répartition mensuelle de l'humidité.....	26
Figure. I.8. Répartition mensuelle de l'évaporation.....	26
Figure I.9. répartition mensuelle de la pluie annuelle.....	26
Figure I.10. représentation graphique de la loi de Gumbel.....	30

Figure I.11. Représentation graphique de la loi de log-normale (Galton).....	32
Figure I.12. Pluies de Courte durée.....	35
Figure I.13. Intensité –Durée –Fréquence.....	36
Figure I.14 : Répartition mensuelle de l’apport moyen.....	40
Figure I.15. L’Hydrogramme des crues probables en fonction de temps	45
Figure I.16. L’Hydrogramme de la crue de projet a une période de retour 1000 ans.....	47
Figure. I.18. Capacités-Surfaces-Hauteur.....	50
Figure. I.19. répartition mensuelle des débits moyens.....	55
Figure.II.1: Hydrogramme de crue de forme triangulaire	58
Figure.II.2 : Laminage des crues $h_d=f(q_{max,p\%})$	60
Figure.II.3 : Laminage des crues $V_f=f(q_{max,p\%})$	61
Figure. II.4 : Courbes des débits déversants (b=35m).....	63
Figure. II.5: Hydrogrammes de débits entrant et sortant (b=35m).....	64
Figure. II.6 : Courbe des débits déversants (b=40m).....	65
Figure. II.8 : Courbe des débits déversants (b=45m).....	66
Figure. II.9 : Hydrogrammes de débits entrant et sortant (b=45m).....	67
Figure.II.10: Courbe des débits déversants (b=50m).....	68
Figure.II.11: Hydrogrammes de débits entrant et sortant (b=50m).....	68
Figure.II.12: Coupe transversale du barrage.....	70
Figure.III.01: Les paramètres du profil d’un déversoir.....	76
Figure.III.02: Profil Creager de déversoir.....	77
Figure.III.03: Répartition des piliers sur le déversoir.....	78
Figure .II.04. Schéma explicatif de saut de ski.....	80
Figure .III.05: Cuvette simple.....	80
Figure.III.06: Présentation des forces agissantes sur le déversoir.....	82
Figure.III.07: Caractéristique géométrique du déversoir.....	85
Figure.III.08: Profil creager du déversoir.....	86
Figure.III.09: Limite entre nappe flow et skimming flow.....	87
Figure.III.10: Caractéristiques hydrauliques sur le déversoir.....	90
Figure.III.11: bassin de dissipation type III.....	94
Figure.III.12: Fosse d’affouillement	96

Liste des planches :

- Planche01 :** Coupe géologique sur l’axe du barrage Seklafa W.Laghout
- Planche02 :** Plan d’aménagement du barrage Seklafa W.Laghout
- Planche03 :** Détaille de la première variante : déversoir en profil creager
- Planche04 :** Détaille de la deuxième variante : déversoir en escalier
- Planche 05 :** Organisation de chantier

INTRODUCTION GENERALE :

L'eau est une ressource précieuse, elle est essentielle pour tous les organismes vivants connus sur la terre et est utilisée plus intensivement afin de satisfaire les besoins croissants des populations, des villes, des industriels, de l'agriculture ainsi que l'accroissement de la population.

Pour cela, notre pays a consenti des efforts considérables en matière de construction de grands ouvrages en hydraulique, notamment les barrages et les retenues collinaires.

Les barrages réservoirs sont généralement équipés d'ouvrages annexes destinés à l'exploitation de la retenue et assurer la sécurité du barrage.

L'ouvrage annexe le plus important est l'évacuateur de crues dont la fonction est d'assurer la sécurité du barrage. Il sert à évacuer, en période de crue, l'eau excédentaire du réservoir dans le bief aval afin d'éviter la submersion de la crête.

Dans ce mémoire de fin d'étude, Nous avons traité l'étude et la conception de l'évacuateur de crue du barrage SEKLAFI dans la wilaya de LAGHOAT.

Le choix de l'évacuateur de crue le plus favorable et le moins coûteux dépend essentiellement des facteurs hydrologique, topographique, géologique, type de barrage et les problèmes d'exploitation.

Notre étude comporte d'abord le mémoire de synthèse qui contient le résumé d'étude préliminaire de faisabilité de barrage (étude topographique, géologique et géotechnique), l'étude hydrologique, le calcul hydraulique des variantes possibles.

Le projet sera finalisé par une étude technico-économique par la détermination de la variante à réaliser et l'estimation grossière du coût de réalisation.

PARTIE I :
SYNTHESE DE L'ETUDE
DE FAISABILITE

CHAPITRE I : ETUDE TOPOGRAPHIQUE

I.1.Introduction :

Avant de commencer l'étude de l'avant projet qui permet en premier lieu de se prononcer sur l'aptitude topographique du site et de positionner au mieux le barrage et ses ouvrages annexes il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance des conditions topographiques, géologiques, géotechniques et hydrologiques du site.

Les données topographiques nécessaires concernent le bassin versant de la retenue, la vallée de la rivière à l'amont et l'aval du barrage, le site de barrage et celui de la retenue et les zones d'emprunts des matériaux de construction de la digue.

I.2.Situation géographique du site :

➤ L'aménagement se situe dans la wilaya de LAGHOUAT, Daïra d'OUED MORRA, commune d'Oued M'ZI, à environ 80 km au nord-ouest de la ville de LAGHOUAT et à 36 km au sud-est de la ville d'AFLOU.

➤ Les coordonnées de l'axe de barrage sont :

Systemes du coordonnés (UTM) :

X=439.674 km

Y=376.2508 km

Z=1038 m

➤ L'accès au site se fait à partir du village Oued M'zi par une piste carrossable et qui doit être améliorée dans une longueur totale d'environ 28.7 km.

La figure ci-dessous montre la situation du site du barrage :

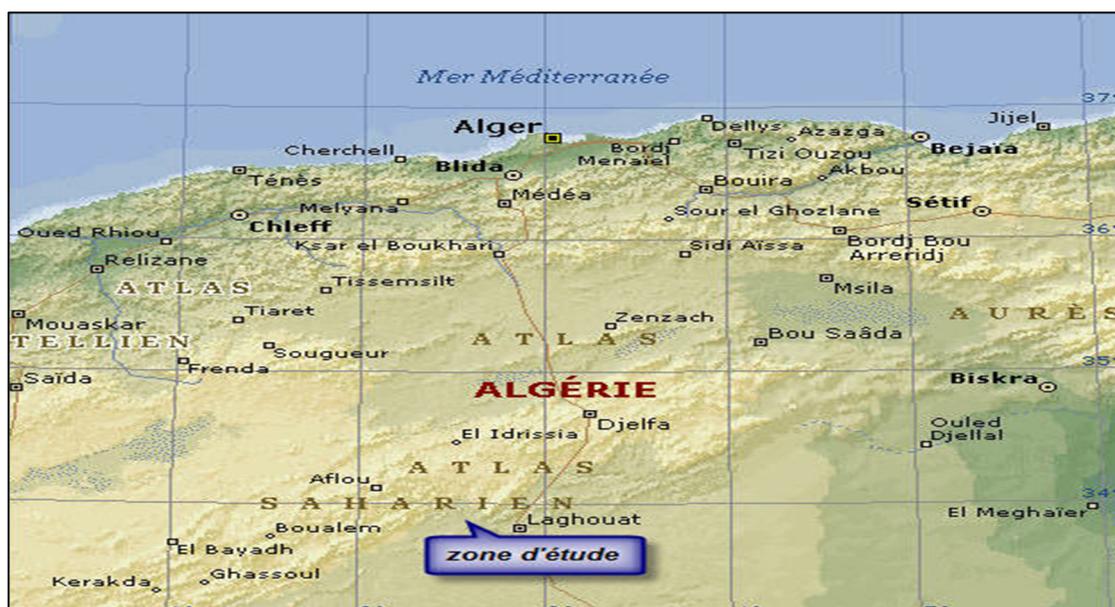


Figure.I.1:Situation générale du site du barrage

I.3.Documentation consultés :

Afin de délimiter le bassin versant de la zone étudiée on utilise :

- Carte d'état major de Laghouat 1/100.000^{ème}
- Levé topographique de site de barrage de Seklafa 1/1000^{ème}.
- Levé topographique de la cuvette de barrage de Seklafa 1 /5000^{ème}.

I.4.Caractéristiques morphologiques :

Le bassin versant de barrage Seklafa caractérisé par un relief montagneux, couvre une vaste superficie dans l'atlas saharien. Ce bassin est relativement arrondi avec des cotes de sommet entre 900 m et 1600 m, comme le montre la **figure.I.02**.

La végétation y est presque absente, seuls quelques arbustes rabougris tirent leurs racines de fissures des roches.

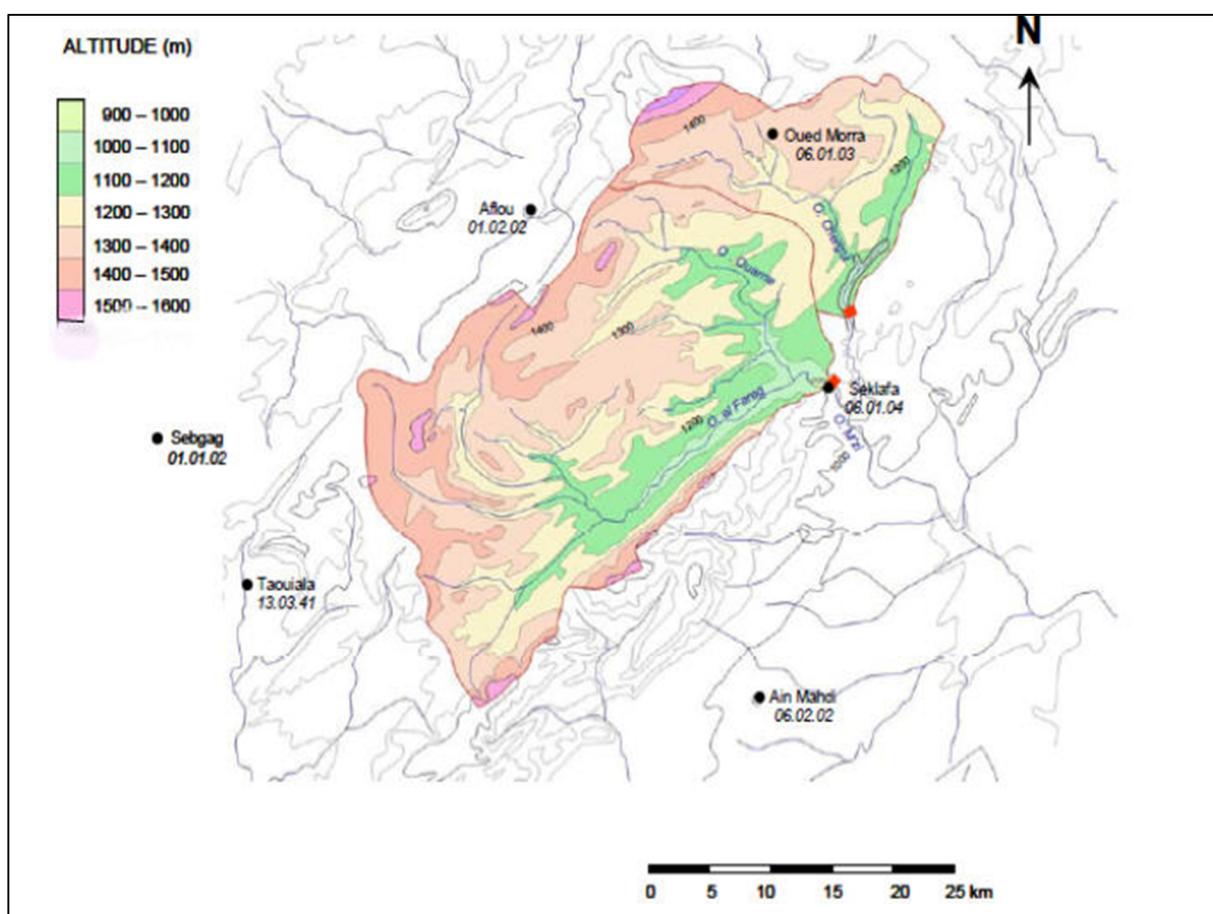


Figure .I.2 : Topographie de bassin versant de Seklafa

CHAPITRE II : ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE

II.1. étude géologique :

II.1.1. objectif :

L'établissement d'un projet nécessite absolument la procédure de s'assurer sur certain nombre de critères d'ordre géotechnique et géologique à raison de justifier notre choix de site. L'étude géologique a pour but d'étudier la géologie du barrage et de définir les caractéristiques géologiques principales, ainsi que la perméabilité et la stabilité de fondation de la digue et de la cuvette.

II.1.2. Localisation :

Le site du barrage de Seklafa est situé au cœur du massif de l'Atlas Saharien, à 80 km au NW de la ville de Laghouat et à 26 km au SE de la ville d'Aflou, limité :

- Au Nord par le domaine des Chotts (Zahrez Chergui et Gharbi) qui se prolonge vers les Hauts plateaux plus au Nord,
- A l'Est par la terminaison occidentale des monts Ouled Nail,
- A l'Ouest, par la terminaison orientale des monts des Ksour et d'El Bayadh,
- Au Sud par la plate forme saharienne dont il est séparé par l'accident sud atlasique.

La figure ci-dessous montre la localisation du site du barrage :

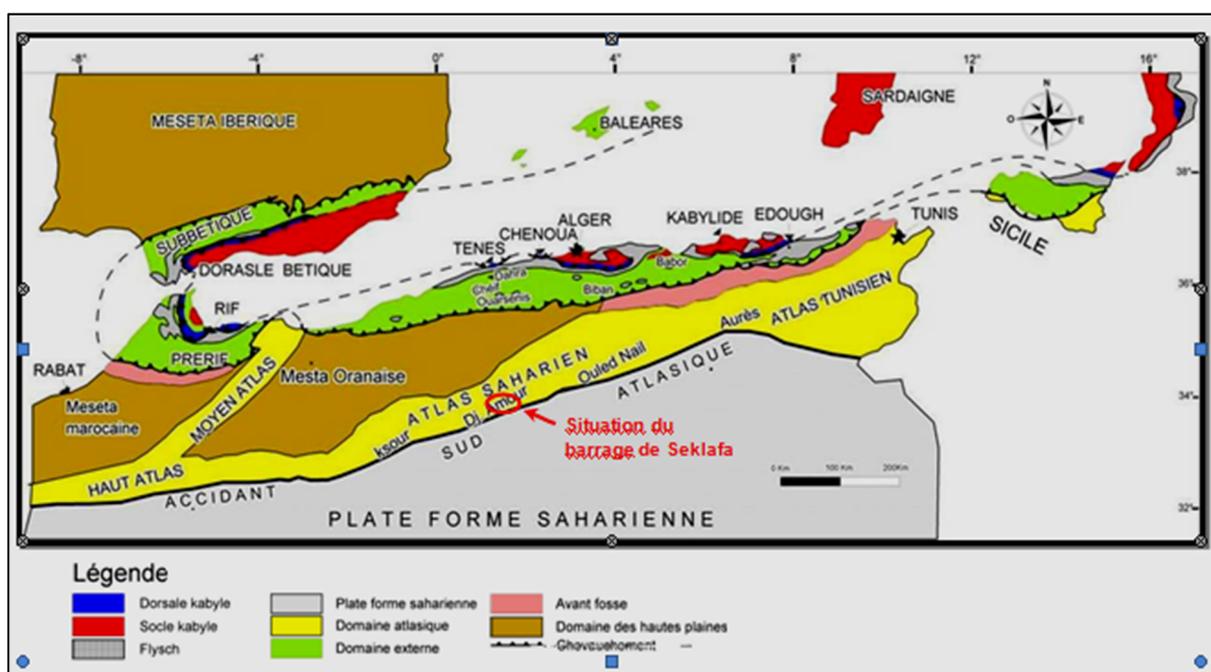


Figure II.1: Situation de barrage de Seklafa

II.I.3. Situation Géologique régionale :

Les formations géologiques rencontrées dans la région de projet sont en général d'âge Kimméridgien matérialisé par une série lithologique constituée de l'aval vers l'amont d'argile silteuse et grés quartzitique, marno-calcaire (400m d'épaisseur) et de calcaire noir. Le quaternaire est représenté par des colluvions limono-sableux dans la partie ouest de la cuvette et les alluvions graveleuses au niveau des terrasses actuelles des oueds de Fareg et Ouarene.

II.I.4. Géologie de l'axe de barrage :

– Lit de l'oued: au niveau du lit d'oued affleure les pélites et les grés- quartzitiques d'âge Kimméridgien, juste en aval et en amont de l'axe les alluvions graveleux tapissent le fond de l'oued.

– Rive gauche: affleure la séquence grés pélitique, les barres gréseuses de 6 à 10m d'épaisseur soulignent des corniches dans la rive, le pendage est de 40° vers le nord ouest. Présence de colluvions en surface dont l'épaisseur peut atteindre 4m.

– Rive droite: affleure la séquence grés pélitique, les barres gréseuses de 6 à 10m d'épaisseur soulignent des corniches. En cette rive l'épaisseur des colluvions est plus réduite de 1-2 m.

En général la lithologie au niveau du site de barrage est comme suit :

- les alluvions d'oued graveleux et sableux.
- Les éboulis de pentes composés de marne, grés et galets cimenté par un ciment sableux.
- Kimméridgien gréseux constitué de grés à passées pélitique, grés massifs beige, grés massifs beiges à grés verdâtre avec des intercalations de pélites vertes.

Les problèmes d'instabilité du terrain lors de sa mise en eau ne se posent plus à cause de la nature du terrain et le sens de pendage des couches.

II.I.5. Stratigraphie régionale :

La cuvette est essentiellement couverte par les séries géologiques suivantes :

a- Formation argilo-silteuses et grés-quartzitiques:

fait suite aux barres de grés des gorges de Seklafa qui représentent déjà une partie de la cuvette.

b- La barre calcaire:

Présente une puissance de 100m, localisé au Djebel gourou et djebel Sidi Okba.

c- Formation marno-calcaire:

dont la puissance est de 400 m rassemble deux unités distinctes de hauts en bas:

- Une unité calcaréo-dolomitique et marneuse comportant des cargneules et des argiles gypseuses.
- Une couche riche en passées calcaires à Ostréidés.

d- Formation calcaréo-gréseuse:

peut-être subdivisée en trois unités successives bien différenciées, de haut en bas :

- Les grès intermédiaires qui correspondent à un complexe argilo-gréseux
- Les marno-calcaires bleutés
- Le calcaire repère massif qui forme un ressaut topographique marqué

e- Formation marnes gypseuses :

Elle peut être subdivisée en trois unités :

- Marno-dolomitique au toit
- Evaporitiques dans la partie centrale
- Marneuse verdâtre localement gréseuse à la base

f- Formation De grès à dragées:

Cette formation des grès à dragées de quartz inférieurs est souvent mal définie dans les zones synclinales. On peut y voir les faciès suivants:

- argiles, marnes de couleur variée verte, rouge, violacée
- argiles silteuses rouges ou verdâtres
- cargneules plus ou moins associées à des niveaux gypseux
- Silts, grès fins à "ripples", laminae, micro stratifications obliques.
- Grès à strates obliques.

g- Le Mio-Pliocène:

C'est une couverture de conglomérats épaisse de 1 à 3 m qui repose en discordance sur les formations du Jurassique. On rencontre ces dépôts mio-pliocène très réduits le long de l'Oued M'zi et de Oued Fareg dans la cuvette.

h- Le Quaternaire:

Les formations quaternaires sont de plusieurs types :

- des limons sableux d'épaisseur variant de 1 m à 5m dans la partie ouest de cuvette le long des oueds Fareg et oued Ouarène.
- Des colluvions fines et parfois caillouteuses
- Des alluvions graveleuses représentant les terrasses actuelles des oueds Fareg et Quarene. Les épaisseurs de ces alluvions sont variables de 1 à 3m.

II.I.6. La tectonique :

La zone étudiée fait partie de l'Atlas Saharien qui a subi au cours du temps une tectonique assez intense, caractérisée par un plissement très particuliers. L'orientation générale des plis est N40° à N80° et oblique à la direction générale de la chaîne qui est de direction N60°.

Ainsi, la région a muni d'un réseau de fracturation de différentes orientations composé par deux types de failles :

- Les failles syn-sédimentaires dont les directions des fractures sont souvent confondues avec la direction des plans axiaux des plis.
- Les failles post-sédimentaires sont soit transverses et décalent les structures, compatibles avec leurs mode de genèse.

II.I.7. La sismicité :

En Algérie, l'analyse des différents catalogues de sismicités réalisés durant ces dernières décennies a montré que la sismicité sur le territoire nationale n'est pas partout identifiée et que nous pouvons considérer actuellement quatre zones d'activité sismique différentes qui sont :

1. la bordure tellienne est la région où la sismicité est la plus fréquente et où d'importants séismes ont lieu. Cette importance sismique s'explique par le fait que cette région est directement impliquée dans l'affrontement des plaques européennes et africaines.
2. la région des hautes plateaux se caractérise par une sismicité pratiquement nulle.
3. la région de l'Atlas saharien présente une sismicité réduite. Quelques séismes ont pu être observés dans les monts des Ksour, Babors, Bibans et d'autre.
4. la région saharienne qui correspond à la plate forme africaine stable, sismicité quasiment nulle.

Notre site se trouve sur la bordure de l'Atlas saharien, caractérisé par un séisme de faible amplitude et une accélération de 0.15g à 0.25g.

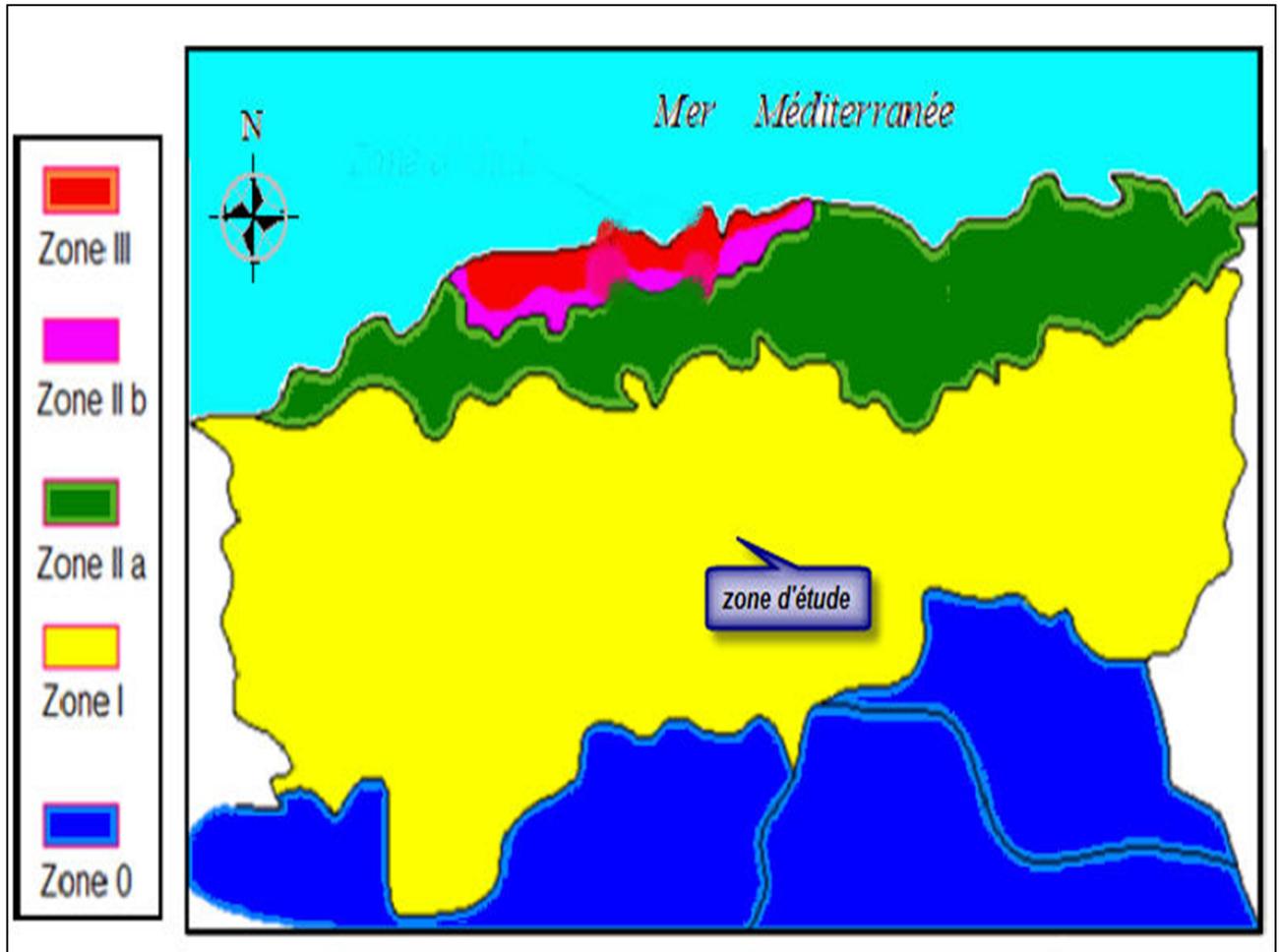


Figure .II.2: Carte des zones sismiques

II.I.8. Caractéristiques hydrologiques :

L'étude hydrologique élaborée dans le cadre de cette étude de faisabilité a pour but de reprendre ou de calculer les caractéristiques morpho-métriques, les données climatiques et pluviométriques, de déterminer l'apport moyen interannuel, et les apports de fréquences variables, d'estimer les débits maximum instantanés et de calculer les apports solides. L'étude comprend également laminage des crues et la régularisation interannuelle.

Les caractéristiques hydrologiques déterminées pour le bassin versant au site du barrage Seklafa sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau.II.1 : Caractéristiques hydrologiques du bassin versant

Désignation	Unité	Valeur
Superficie	km ²	802
Altitude moyenne	m	1300
Précipitations		
retenue d'eau	mm/an	153
bassin versant	mm/an	170
Évaporation		
retenue Seklafa	mm/an	1600
bassin versant	mm/an	1500
Température		
retenue Seklafa	°C	16,3
bassin versant	°C	13,8
Apport liquides	hm ³ /an	13,0
Apport solides	hm ³ /an	0,19
Débits de pointe		
T = 10	m ³ /s	466
T = 20	m ³ /s	594
T = 50	m ³ /s	767
T = 100	m ³ /s	899
T = 500	m ³ /s	1218
T = 1000	m ³ /s	1357
T = 5000	m ³ /s	1681
T = 10000	m ³ /s	1821
Volume de crue		
T = 10	hm ³	14,5
T = 20	hm ³	18,8
T = 50	hm ³	24,8
T = 100	hm ³	29,5
T = 500	hm ³	41,6
T = 1000	hm ³	47,0
T = 5000	hm ³	60,7
T = 10000	hm ³	66,9

Au niveau de retenue normale (NRN) de 1032.00 m, la capacité totale de stockage est de 42,1 hm³ et la superficie inondée est de 4.2 km². Le volume mort de la retenue, correspondant à des apports de sédiments pendant 50 années, est de 10 hm³. La capacité utile de la retenue sera donc environs 30,0 hm³.

II.2. Etude géotechnique :

II.2.1.introduction:

L'étude géotechnique basée essentiellement sur l'ensemble des reconnaissances effectuées sur terrain, durant lesquelles établi un programme des travaux de terrain (exécution des puits, tranchées et sondage) suivi des prélèvements des échantillons de sol de différente zones d'emprunt afin d'évaluer la quantité et la qualité des matériaux de construction et l'état géo-mécanique de la fondation par des essais in situ et en laboratoire.

Les opérations de reconnaissances géotechniques se déroulent généralement en trois phases :

- 1) Reconnaissances par tranchées : évaluer la disponibilité et la quantité des matériaux de construction.
- 2) Reconnaissances géotechniques complémentaires : forages carottés, essais géophysiques et essais géotechniques in situ.
- 3) Essais géotechniques au laboratoire se divisent en deux grandes catégories :
 - Essais d'identification : teneur en eau, granulométrie et limites d'Atterberg.
 - Essais mécaniques : essais de compressibilité, essais Proctor essais au cisaillement et au triaxial.

II.2.2) Prospection géotechnique du terrain :

Un total de 22 sondages carottés a été réalisé sur l'axe du barrage et les deux rives, pour objectif principal de la reconnaissance des caractéristiques de perméabilité, déformabilité, et de la résistance au cisaillement du massif de la fondation.

Pendant l'exécution des sondages carottés des essais in situ et au laboratoire ont été réalisés.

II.2.3.Synthèse des essais géotechnique :

II.2.3.1.Essais in situ :

- ❖ 18 forages avec échantillonnage.
- ❖ 04 sondages carrière.
- ❖ 42 puits d'exploitation (argiles et alluvions).
- ❖ 04 tranchés.

Le but d'exécutions des sondages, puits, tranchés est la reconnaissance visuelle des terrains de fondation et zones d'emprunts du point de vue qualité et quantité.

D'après l'ensemble des sondages réalisés, le massif de fondation est constitué par des dépôts alluvionnaires de faible épaisseur (sable, galets et grés) et par une intercalation de grés -pélite et avec moindre expression calcaire.

❖ essais de perméabilité de la fondation : Essais Lugeons

L'exécution des sondages carottés fut accompagnée de la réalisation d'essais de perméabilité du type lugeons, les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau. II.2 : Synthèse des résultats obtenus aux essais Lugeon

Profondeur (m)	Localisation					
	Rive Gauche		Lit de l'oued M'zi		Rive Droite	
	Etendue des Valeurs (UL)	Valeur moyenne (UL)	Etendue des Valeurs (UL)	Valeur moyenne (UL)	Etendue des Valeurs (UL)	Valeur moyenne (UL)
0 - 25 m	11,4-275,0	69,5	22,8-195,7	60,2	20,3-250,0	85,8
25 - 40 m	2,0-115,0	20,3	0,8-22,6	8,7	0,2-16,0	4,0
40 - 60 m	0,8-37,0	5,9	0-12,0	2,2	0-50,3	15,2
60 - 75 m			-	-		
> 75	0,2-16,0	5,3	-	-	0-14,4	5,3

II.II.3.2.Essais géophysiques :

Le programme d'investigation géophysique a inclut l'exécution de 12 profils sismiques de réfraction avec une longueur de 50 à 60 m pour objectif d'identification des horizons sismique.

Tableau.II.3 : Analyse des résultats obtenus et identification des horizons sismiques

Horizon sismique	V _L (m/s)	Profondeur (m)	Localisation	Observation
HS4	<900	<0,5-3,5	rives	Associés aux sols alluvionnaires, colluvionnaires et sols résiduels
		<1,0	vallée	
HS3	900-1700	0,5-10,0	rives	Associés à matériaux plus altérés
		0,4-1,7	vallée	
HS2	1800-2300	3,5 - 15,0	Rive gauche	Associés à matériaux moyennement altérés
HS1	2300-4000	>5,0-13,0	rives	Associés à matériaux rocheux non altérée
		>0,4-1,7	Fond de la vallée	

II.II.3.3.Essais de laboratoire :**A- Fondation du barrage :**

Pour caractériser le massif de fondation du barrage une application des essais de la résistances à la compression et le RQD aux grés et aux pélites de la fondation permet d'estimer les caractéristiques de résistances et de déformabilité résumés dans le tableau suivant :

Tableau .II.4: Caractéristiques mécaniques de la fondation

Fondation	Résistance à la compression	RQD	Caractéristiques mécaniques	
	Valeur(Mpa)	valeur	C (kpa)	Φ (°)
Grés	32-60	60-90	1600	38
Pélites	14-44	20-40	500	29

On peut considérer que la fondation est constitué par des matériaux rocheux généralement de résistance moyenne à élever. Les pélites grises présentent des valeurs plus variables, enregistrant une résistance faible.

En général, les matériaux rocheux de la fondation ne présentent pas une sensibilité importante à l'eau.

B- Zones d'emprunt :

- Les échantillons prélevés sur les puits ont été soumis à une série d'essais physiques et mécaniques :
 - Granulométrie : des essais granulométrique a été fait sur 41 échantillons. Les matériaux reconnus sont des éléments fins caractérisés par un pourcentage de 30 à 50%.
 - Limites d'Atterberg : les échantillons sont peu plastique en général caractérisé par des limites de liquidité variant entre 20 - 26% et d'indice de plasticité entre 5-10%.
 - Teneur en eau : la teneur en eau a été mesurée sur 27 échantillons. ces matériaux sont pratiquement secs avec des teneurs en eau variant de 4 à 9 %.
 - Equivalent de sable : 11 essais a été réalisé donnent les valeurs de l'équivalent de sables extrêmes 6,1 et 10,5.
 - Essai Proctor : les caractéristiques de compactages ont été mesurées par 10 essais Proctor normal. Les résultats obtenus sont :
 - La teneur en eau optimale entre 12,7 et 15.
 - Densité sèche entre 18,2 et 18,7.
 - Degré de saturation entre 77 et 84%.

- Essai triaxial : les caractéristiques de résistance au cisaillement ont été déterminées par 02 essais triaxiaux consolidés non drainé. Les résultats obtenus sont :
 - Angle de frottement interne : 29° et 38°.
 - Cohésion : 500 et 1600 KPa.

- Concernant les enrochements, des essais réalisés sur les fragments rocheux de nature calcaire recueillis sur deux potentiels de carrière CP1 et CP2, ces essais sont la compression simple et Los Angeles.
 - Les valeurs de la compression sont comprises entre 21,4 - 107,2 MPa.
 - Les valeurs de Los Angeles sont comprises entre 22,2- 24,1 %
 - Les essais de caractérisation exécutés (compression simple et Los Angeles) donnent une classification de roche peu altéré avec une résistance mécanique élevée.

Tableau.II.5 : Résultats des essais de compression simple

Roche	Bloc	Densité	Résistance à la compression (MPa)
1	1	2,94	52,7
	2	3,11	50,6
2	1	3,00	33,8
	2	3,15	33,8
Rive Gauche	1	--	21,4
	2	--	50,0
	3	--	75,0
Rive Droite	1	--	42,9
	2	--	53,6
	3	--	107,2

II.II.4.Zonages géotechniques :

le massif de fondation du barrage de Seklafa a été divisé en 3 zones géotechniques :

- zone géotechnique supérieure ZGsup
- zone géotechnique intermédiaire ZGint
- zone géotechnique inférieure ZGinf

Tableau II.6: Zonage Géotechnique du site du barrage Seklafa.

zone géotechnique	Pourcentage de récupération (%)	Pourcentage de RQD (%)	Unités Lugeon (UL)	DESCRIPTION
ZG_{sup}	20-100	-	48-86	Zone géotechnique supérieure composée de matériaux de surface broyés et décomposés.
ZG_{int}	60-100	Variable (fréquemment, 20-60%)	10-50	Zone géotechnique intermédiaire qui présente de bonnes conditions de fondation (résistance et déformabilité) pour le barrage avec valeurs importantes valeurs de perméabilité dues à la présence de grès fracturé.
ZG_{inf}	80-100	Variable (fréquemment, 40-100%)	<4	Zone géotechnique inférieure pélitique et gréseuse, imperméable, constituant le massif d'ancrage du voile d'injection.

II.II.5. Matériaux de construction :

La géologie de la cuvette est très favorable pour l'implantation du barrage, mais les matériaux locaux de construction posent des problèmes. Il y'a un manque absolu des matériaux argileux-limoneux sur place, ainsi les sables graviers sont disponibles à l'aval sur différents tronçons de l'oued à des distance très loin.

Du point de vue quantité, ils peuvent satisfaire pour filtres et drains, que celui du remblai du corps du barrage. Seulement les couches de grés ou de calcaire offrent la quantité suffisante des matériaux de construction pour un barrage en enrochement ou en béton.

Du point de vue qualité, les matériaux marneux sont déconseillés pour la construction du barrage.

Conclusion :

Après avoir analysé et traité tous les données et les résultats obtenus dans l'étude de faisabilité de barrage Seklafa de la wilaya de Laghouat, trois types de barrage sont disponibles :

- barrage en enrochement à masque amont d'étanchéité en béton bitumineux.
- Barrage en enrochement à noyau argileux.
- Barrage poids en béton conventionnel.

Les principaux paramètres à prendre en compte dans le choix du site et du type de barrages sont les suivants:

- La topographie et les apports du bassin versant.
- La morphologie de la vallée.
- Les conditions géologiques et géotechniques.
- Le contexte météorologique et le régime des crues.

En tenant compte de ces conditions, le meilleur choix qui assure le compromis technique et économique barrage poids en béton conventionnel.

PARTIE II :
ETUDE D'AVANT PROJET
DETAILLE

CHAPITRE I :
ETUDE HYDROLOGIQUE

CHAPITRE I : ETUDE HYDROLOGIQUE

Introduction :

Les études hydrologiques sont très indispensables pour la mise en œuvre de barrage. Elles sont pour objectif d'étudier les conditions de la réserve d'une part et d'autre part d'estimer la crue contre laquelle il est nécessaire de protéger le barrage.

Dans ce chapitre nous procédons dans l'étude hydrologique du bassin versant de l'oued M'Zi pour déterminer certains paramètres de base pour la réalisation du barrage, comme le volume mort, le volume utile, le débit régularisé, le débit de crues, le débit solide, desetc.

I.1. le bassin versant :

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

Chaque bassin versant est séparé des autres par une ligne de partage des eaux. Cette limite est déterminée sur la carte topographique. En commençant par l'exutoire, on trace à main levée des segments perpendiculaires aux courbes de niveau en passant par les crêtes, aboutissant automatiquement à l'exutoire.

I.1.1.Caractéristiques morphologiques du bassin versant :

- 1- Surface : La superficie est obtenue après avoir déterminé les limites du bassin versant

$$S = 802 \text{ km}^2$$

- 2- Périmètre : le périmètre correspond à la limite extérieure du bassin versant

$$P = 127.5 \text{ km}$$

- 3- Longueur du talweg principal : c'est le talweg le plus long dans le bassin versant

$$L_p = 50.39 \text{ km}$$

- 4- Indice de compacité de Gravelius K_c : cet indice caractérise la forme du bassin versant. Il est égal au rapport du périmètre du bassin versant considéré à celui d'un cercle qui aurait la même surface.

$$K_c = \frac{P}{P_c} = \frac{P}{2 \pi R} = \frac{P}{2 \pi \sqrt{\frac{S}{\pi}}} = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \dots \dots \dots (I.01)$$

Avec : P : périmètre du bassin versant (Km)

S : surface du bassin versant (Km²)

K_C : indice de Gravelius

Si : K_c = 1 => bassin parfaitement circularisé

K_c = 1.128 => bassin ramassé

K_c > 1.128 => bassin allongé

AN : K_c=1.26

On pourra dire que notre bassin est de forme allongé.

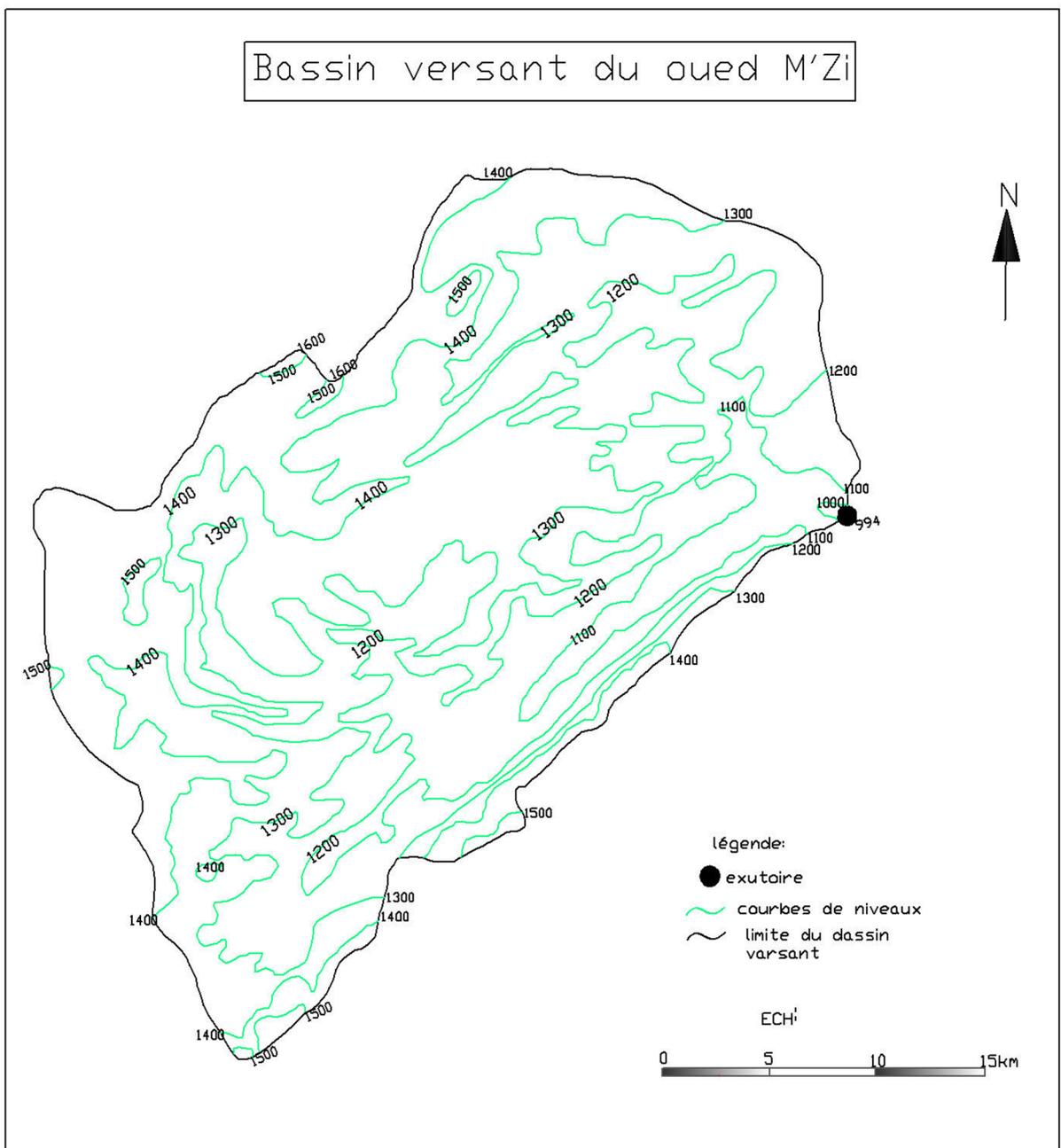


Figure.I.1: Bassin versant du barrage Seklafa

5- Coefficient d'allongement :

Ce coefficient est obtenu par la relation suivante :

$$C_a = \frac{L^2}{S} \dots\dots\dots (I.02)$$

Avec : L : longueur du talweg principal.

S : surface du bassin versant.

AN : $C_a = 3.17$

6- Rectangle équivalent ou rectangle de Gravelius :

C'est une transformation purement géométrique en un rectangle de dimensions (L et l) ayant la même surface que le bassin versant. Il permet de comparer les bassins versants entre eux de point de vue de l'écoulement. Les courbes de niveau sont des droites parallèles aux petits côtés du rectangle et l'exutoire est l'un de ces petits cotés.

Si **L** et **l** représentent respectivement la longueur et la largeur du rectangle équivalent, alors :

- Le périmètre du rectangle équivalent $P=2(L+l)$ (km).
- La surface du rectangle équivalent $S=L*l$ (km²).
- Le coefficient de compacité $Kc = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}}$.

En combinaison ces trois relations, on obtient :

$$L = \frac{Kc\sqrt{S}}{1.128} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{Kc} \right)^2} \right] \text{ (Km)} \dots\dots\dots (I.03)$$

$$l = \frac{Kc\sqrt{S}}{1.128} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{Kc} \right)^2} \right] \text{ (Km)} \dots\dots\dots (I.04)$$

AN: $L = 45.73 \text{ km}$ et $l = 17.54 \text{ km}$

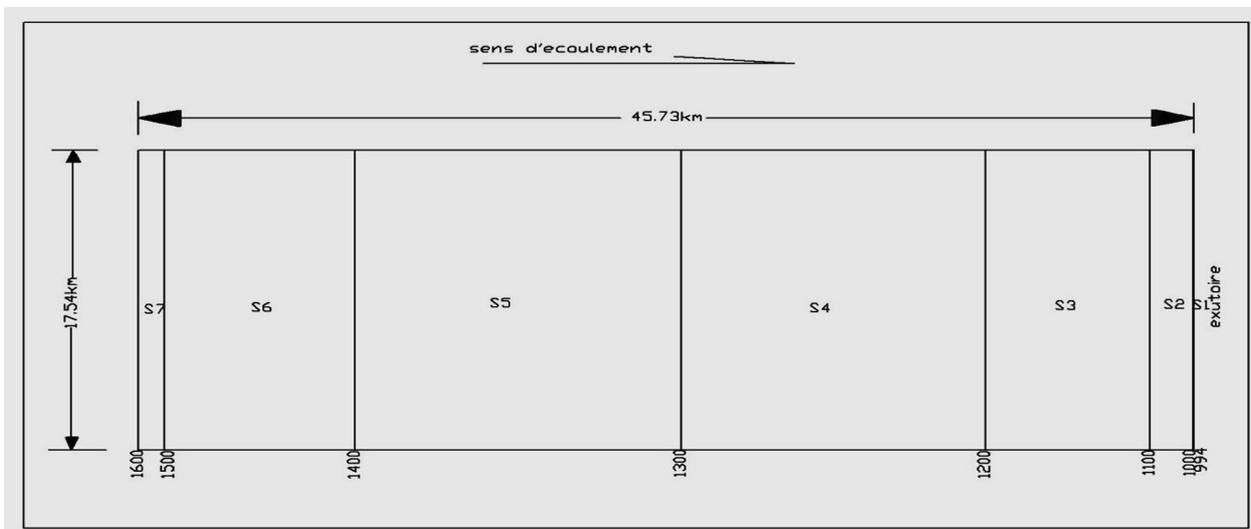


Figure.I.2: Rectangle équivalent du bassin versant

I.1.2.paramètres du relief :

Le relief possède une influence directe sur les facteurs climatiques et une influence indirecte sur la formation des écoulements de surface. Il détermine en grande partie l'aptitude au ruissellement des terrains, l'infiltration et l'évaporation. C'est un élément capital dans le comportement hydraulique d'un bassin.

Le relief joue un rôle essentiel sur le régime de l'écoulement. Il est indiqué par les courbes de niveau et est caractérisé par la courbe hypsométrique.

Une pente plus forte provoque un écoulement rapide, donc un temps de concentration plus court et une montée plus rapide des crues.

I.1.2.1.Répartition et courbe hypsométrique :

Elles sont une grande importance dans l'étude du relief d'un bassin versant. Sur un graphique, on porte en ordonnée l'altitude et en abscisse la surface souvent exprimée en %. Les surfaces partielles par tranche d'altitude sont données dans le tableau I.1.et la courbe hypsométrique est donnée par la figure I.3.

Tableau. I.1: Surfaces partielles du bassin versant par tranche d'altitude

Altitudes (m)	Surfaces Partielles (km²)	Surfaces Partielles (%)	Surfaces Cumulées (%)
1600-1500	19.79	2.47	2.46
1500-1400	144.92	18.07	20.54
1400-1300	247.31	30.84	51.38
1300-1200	231.33	28.84	80.22
1200-1100	124.77	15.56	95.78
1100-1000	33.22	4.14	99.92
1000-994	0.66	0.08	100

I.1.2.2Altitudes et indices caractéristiques :

a. Altitude médiane :

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

$$H_{\text{méd}}=1353.97 \text{ m}$$

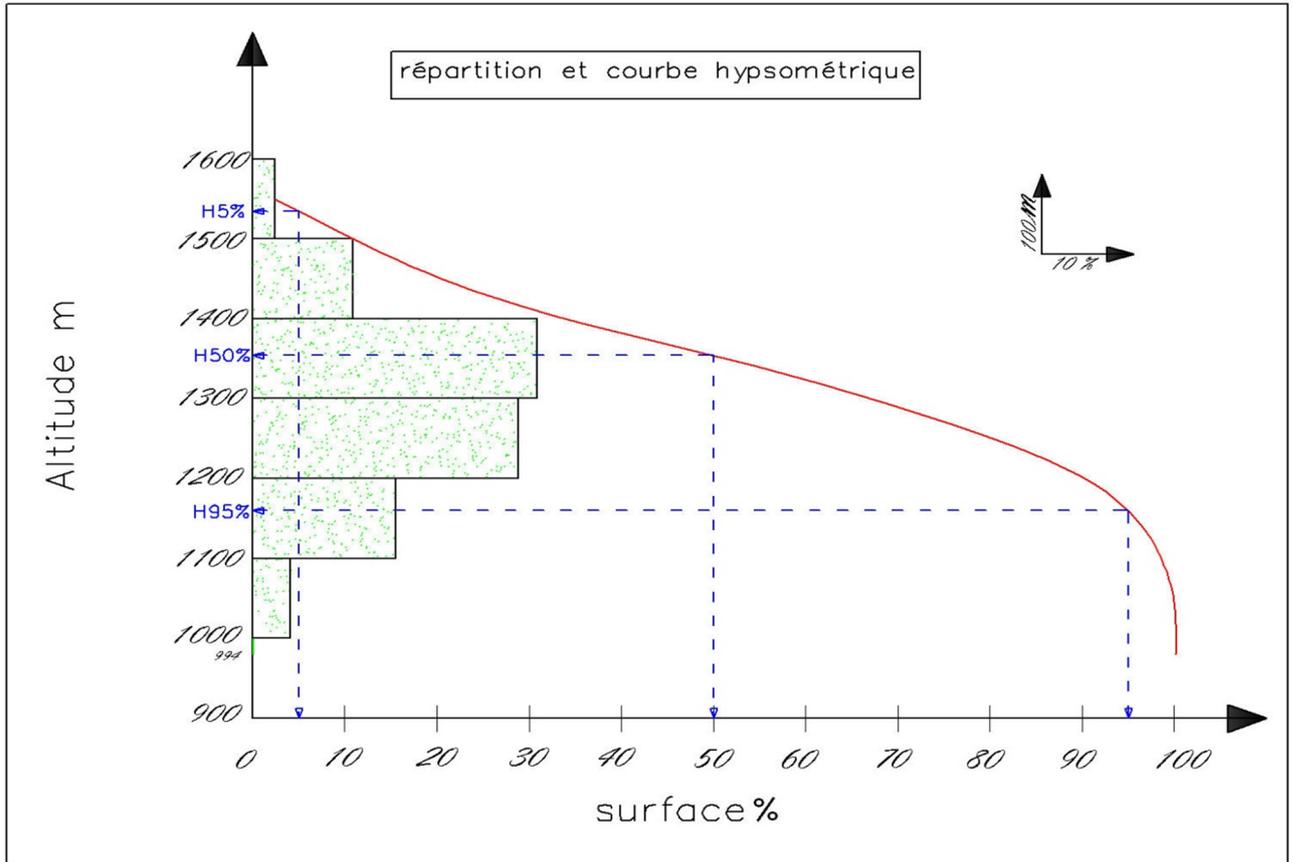


Figure.I.3: Répartition et courbe hypsométrique

b. Altitude moyenne :

L'altitude moyenne est calculée par la formule:

$$H_m \text{ o } \bar{y} = \frac{\sum S_i H_i}{S} \dots\dots\dots (I.05)$$

Avec : H_i : altitude moyenne entre deux courbes de niveaux consécutives n-1 et n (m).

S_i : surface partielle comprise entre deux courbes de niveaux consécutives n-1 et n(Km²).

S : Superficie du bassin versant (Km²)

Tableau. I.2 : Détermination de l'altitude moyenne

Altitudes (m)	H_i (m)	S_i (km)	$H_i S_i$ (m.km)
1600-1500	1550	19.79	30674.5
1500-1400	1450	144.92	210134
1400-1300	1350	247.31	333868.5
1300-1200	1250	231.33	289162.5
1200-1100	1150	124.77	143485.5
1100-1000	1050	33.22	34881
1000-994	997	0.66	658.68

AN : $H_{moy} = 1300,3 \text{ m}$

c. Indice de pente globale :

Il est donné par la formule :

$$I_g = \frac{D}{L} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \dots\dots\dots (I.06)$$

Avec : D : dénivelée entre H_{5%} et H_{95%} (m).

L : longueur du rectangle équivalent (km).

H_{5%} et H_{95%} sont lues sur la courbe hypsométrique .elles sont respectivement les altitudes correspondantes à S_{5%} et S_{95%}.

$$H_{5\%} = 1534.62 \text{ m}$$

$$H_{95\%} = 1159.62 \text{ m}$$

$$L = 45.73 \text{ km}$$

$$\text{AN: } I_g = 0.82\%$$

On pourra dire que notre bassin est assez faible.

d. Indice de pente de roche I_p:

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

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{S_i (H_i - H_{i-1})} \dots\dots\dots (I.07)$$

Avec : L : longueur du rectangle équivalent (m).

S_i : surface partielle (%) comprise entre deux courbes de niveau consécutives H_i et H_{i-1}.

Tableau. I.3: Détermination de la pente de roche

Altitudes (m)	H _i -H _{i-1} (m)	S _i (km ²)	S _i (%)	$\sqrt{S_i(H_i - H_{i-1})}$
1600-1500	100	19.79	2.47	15.71
1500-1400	100	144.92	18.07	42.51
1400-1300	100	247.31	30.84	55.53
1300-1200	100	231.33	28.84	53.70
1200-1100	100	124.77	15.56	39.45
1100-1000	100	33.22	4.14	20.35
1100-994	6	0.66	0.08	0.69
				$\Sigma = 227.94$

$$\text{AN : } I_p = 1.07\%$$

e. La pente moyenne du bassin versant I_m :

Elle est donnée par la formule :

$$I_m = \frac{\Delta H (0.5 l_1 + l_2 + l_3 + \dots + 0.5 l_n)}{S} \dots\dots\dots (I.08)$$

Avec : ΔH : dénivelée (m).

L_i : longueur de la courbe de niveau d'ordre 1,2,.....n (m).

S : surface du bassin versant (km²).

Tableau. I.4: Longueurs des courbes se niveaux

Cote (m)	Dénivelée (m)	Longueur (km)
1500	100	29.03
1400		138.54
1300		222.37
1200		160.68
1100		50.24
1000		2.73

AN : $I_m=7.3\%$

I.1.3. caractéristiques hydrographiques :

a. Réseau hydrographique :

Il se définit comme l'ensemble des cours d'eau naturels ou artificiels, permanents ou temporaires, qui participent à l'écoulement.

Le réseau hydrographique peut prendre une multitude de formes, et selon la classification de Schum, qui dit « Est d'ordre (x+1), tout tronçon de cours d'eau, forme par la réunion de deux cours d'eau d'ordre (x) ».

La classification de Schum de notre bassin est représentée dans la figure .I.4.

b. Densité de drainage :

Elle se définit comme étant le rapport entre la longueur total de tous les talwegs « L_i »du bassin versant, à la surface « S ». Elle reflète la dynamique du bassin, la stabilité du chevelu hydrographique et le type de ruissellement de surface, elle est exprimée en km/km².

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S} \dots\dots\dots (I.09)$$

Avec : $\sum_{i=1}^n L_i$: Somme des longueurs de tous les cours d'eau d'ordre i (km).

$$\sum_{i=1}^n L_i = 316.18 \text{ k m}$$

S : surface du bassin versant.

AN: $D_d=0.39 \text{ km/km}^2$

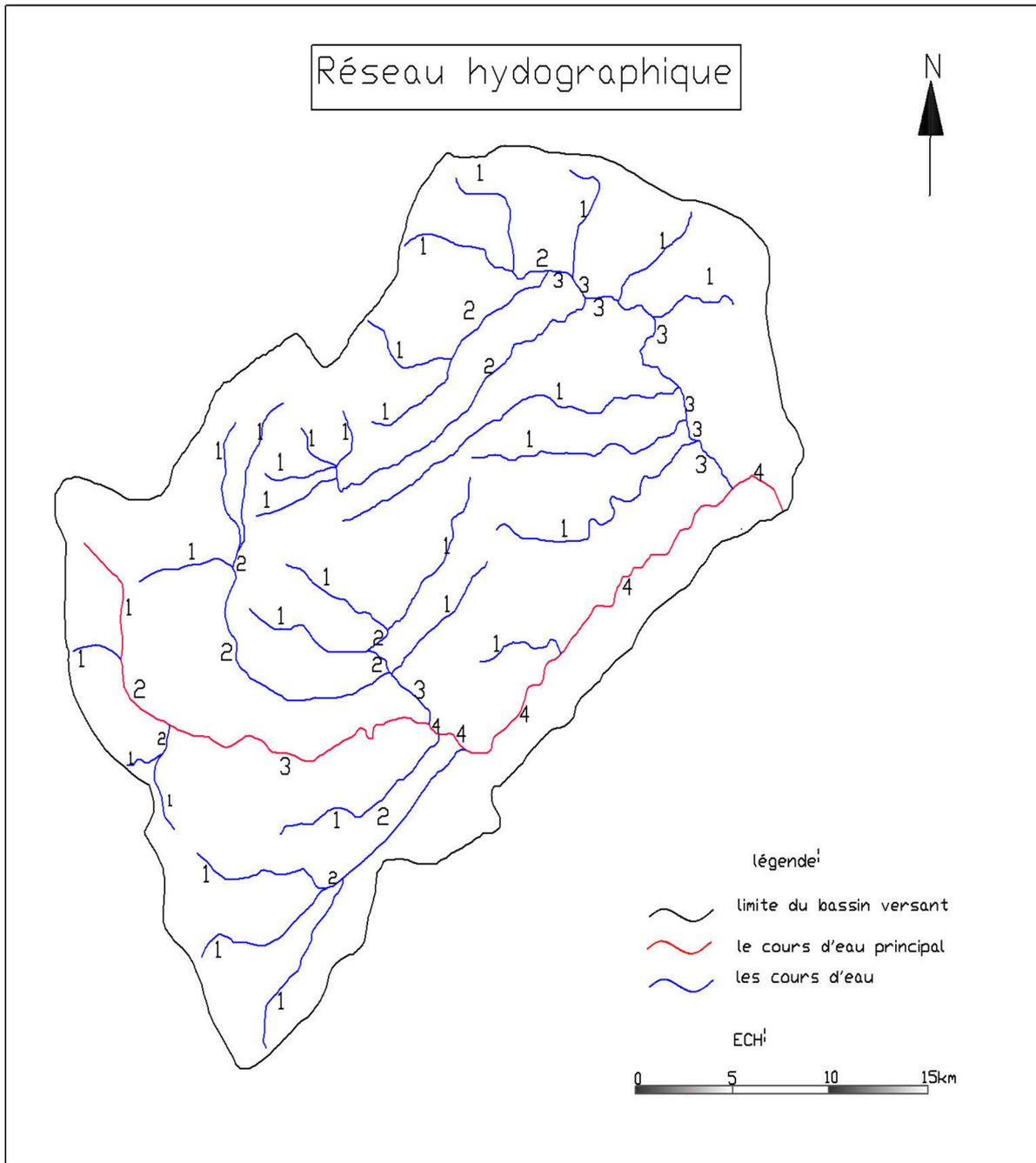


Figure.I.4: Réseau hydrographique du bassin versant

c. Coefficient de Torrentialité C_t :

Le coefficient de torrentialité C_t est calculé par la formule :

$$C_t = D_d \cdot F_1 \dots \dots \dots (I.10)$$

F_1 : le rapport entre le nombre des talwegs d'ordre 1 et la surface globale du bassin versant

$$F_1 = \frac{N_1}{S} \text{ , On a } N_1 = 30 \text{ donc } F_1 = 0.037$$

AN : $C_t = \mathbf{0.015}$

d. Temps de concentration t_c :

C'est le temps que met la particule d'eau la plus éloignée pour arriver à l'exutoire, il peut être calculé par la formule de Giandotti (1937) :

$$t_c = \frac{4 \sqrt{S} + 1.5 L_{CP}}{0.8 \sqrt{H_{moy} H_{min}}} \dots \dots \dots (I.11)$$

Avec : t_c : temps de concentration exprimé en heure (h)

S : surface du bassin versant (km²)

L_{cp} : longueur du cours d'eau principal (km)

H_{moy} : altitude moyenne (m)

H_{min} : altitude minimale (m)

AN : $t_c = 11.07$ h

e. Profil en long du cours d'eau principal :

Ce profil est tracé à partir de la courbe topographique en tenant compte de l'altitude et de la longueur du cours d'eau.

Tableau. I.5: Evaluation du profil en long

N°	Courbe de niveau (m)	Distance (km)	Distance cumulée (km)
1	1500-1400	6.12	6.12
2	1400-1300	8.16	20.33
3	1300-1200	6.83	21.66
4	1200-1100	12.44	33.6
5	1100-1000	16.04	49.64
6	1000-994	0.75	50.39

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

f. Pente moyenne du cours d'eau principal :

Elle exprime le rapport entre la dénivelée et longueur comprise entre deux points suffisamment éloignés sur le cours d'eau principal. Il est donné par la formule suivante :

$$I_c = \frac{\Delta H}{\Delta L} \dots \dots \dots (I.12)$$

Avec : ΔH : dénivelée entre deux points suffisamment distants (m).

ΔL : distance entre ces deux points (km).

AN : $I_c = 10.88\%$

g. vitesse de ruissèlement :

Cette vitesse est donnée par la formule suivante :

$$V_R = \frac{L_p}{t_c} \dots \dots \dots (I.13)$$

Avec : L_p : longueur du talweg principale (km).

t_c : temps de concentration (h).

AN : $V_R = 4.55 \text{ km/h}$

Tableau .I.6: Caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant

Désignation		Symbole	Unité	Valeur
Surface		S	km ²	802
Périmètre		P	km	127.5
Longueur du talweg Principal		L	km	50.39
Pente moyenne du cours d'eau principal		I_c	%	10.88
Indice de compacité		K_c	–	1.26
Coefficient d'allongement		C_a		3.17
Rectangle équivalent	Largeur	L	m	45.73
	Longueur	L	m	17.54
altitudes	Maximale	H_{max}	m	1600
	Moyenne	H_{moy}	m	1300.3
	Médiane	$H_{méd}$	m	1353.97
	Minimale	H_{min}	m	994
Indice de pente de roche		I_p	%	1.07
Indice de pente globale		I_g	%	0.82
Indice de pente moyenne		I_m	%	7.3
Densité de drainage		D_d	km/km ²	0.39
Coefficient de torrentialité		C_t	–	0.015
Temps de concentration		t_c	h	11.07
Vitesse de ruissèlement		V_R	km/h	4.55

I.1.4. Caractéristiques climatiques :

Les conditions climatiques du bassin jouent un rôle capital dans le comportement hydrologique des cours d'eau.

1- Température :

Dans le Tableau I-7 sont portées les températures moyennes mensuelles au site de la retenue de Seklafa à altitude 1030 m.

Tableau .I.7 : Répartition de la température mensuelle

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Moy
T°moy	22.3	17.2	11.5	8.0	7.5	6.7	11.5	14.1	18.9	23.6	27.2	27.1	16.3

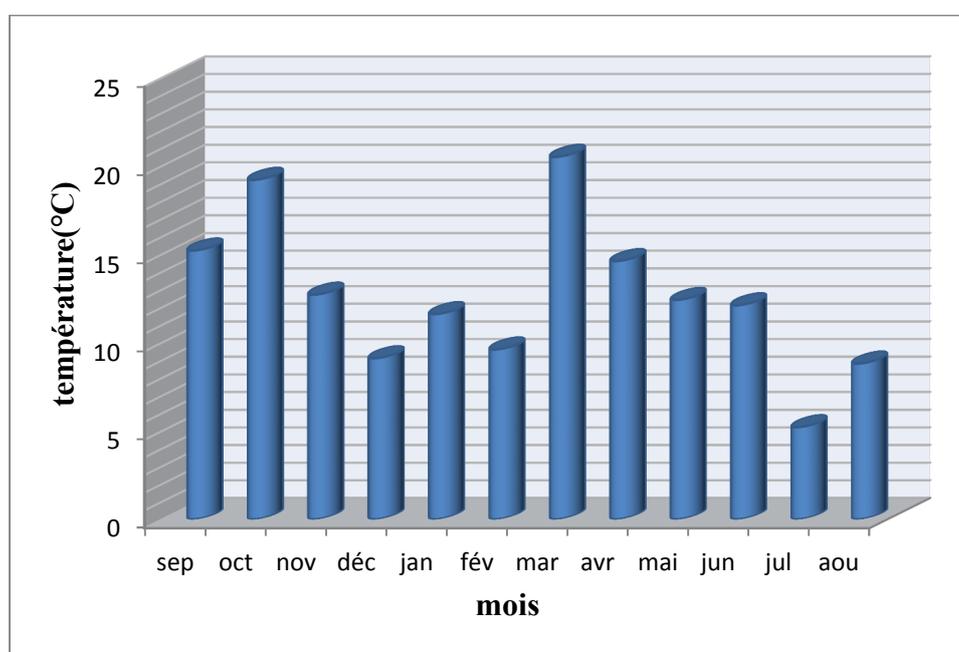


Figure .I.6 : Répartition mensuelle de la température

2- Humidité relative :

Dans le Tableau. I.8 sont mentionnées les valeurs des humidités mensuelles moyennes, pour la station d'Aflou.

Tableau.I.8 : Répartition d'humidité mensuelle

mois	sep	oct	nov	déc	jan	fév	mar	avr	mai	jun	jul	aou	moy
H%	47	38	64	73	71	67	58	53	47	38	31	31	53

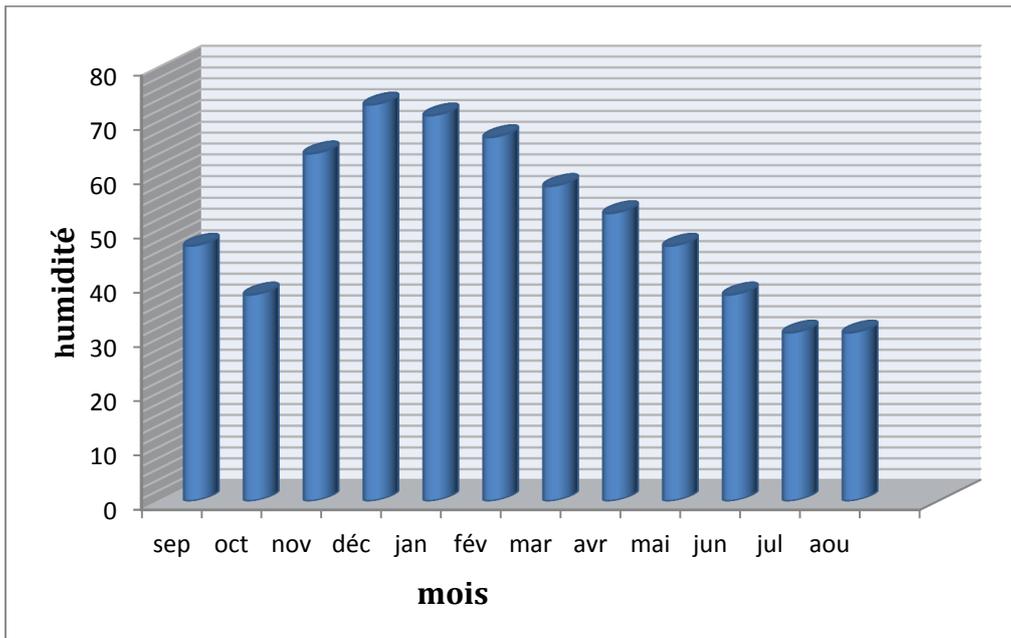


Figure. I.7: Répartition mensuelle de l'humidité

3- Evaporation :

L'évaporation mensuelle disponible à la retenue de Seklafa est la suivante :

Tableau. I.9 : Répartition d'évaporation mensuelle

Mois	sep	oct	nov	déc	jan	fév	mar	avr	mai	jun	juil	aou	année
Ev mm	155	107	55	37	36	31	78	107	188	214	259	233	1500
Ev %	10.3	7.2	3.7	2.4	2.4	2.1	5.2	7.1	12.6	14.3	17.2	15.5	100

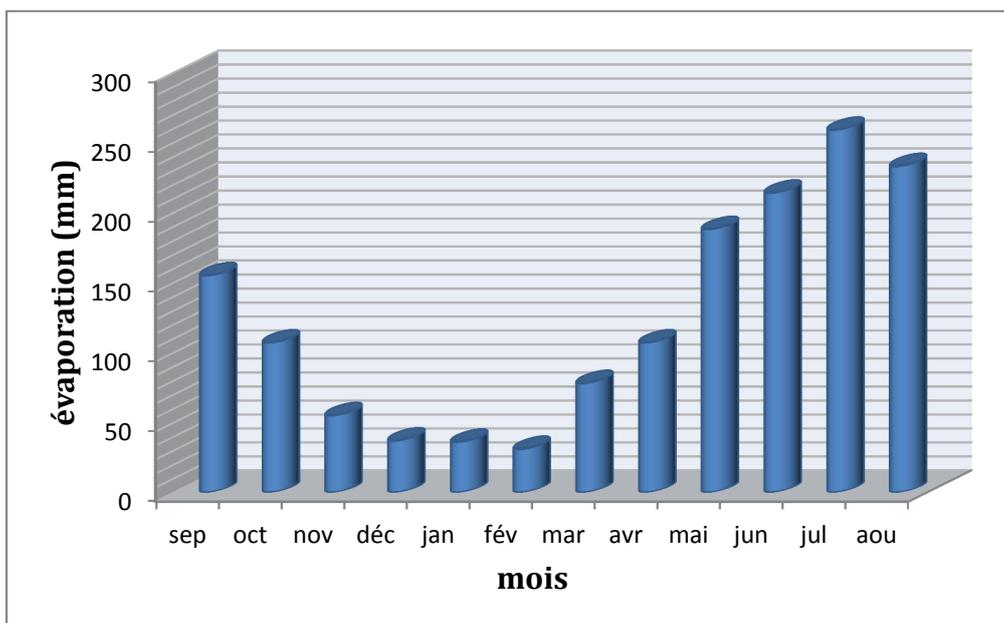


Figure. I.8: Répartition mensuelle de l'évaporation

4- pluviométrie :

Les précipitations moyennes interannuelles représentent la caractéristique climatique capitale de la localité. Elles sont exprimées sous forme de lame de pluie. son unité de mesure est (mm), sur une surface de 1 ha, 1 mm de pluie représente 10 m³ d'eau.

Pour notre étude, On dispose la série d'observations pluviométriques de la station Seklafa, situé à dans le bassin versant et présente une meilleure période d'observation de 1971-2007.

La série d'observations des pluies mensuelles et moyennes annuelles est représentée dans l'annexe I.

Tableau .I.10: Identification de la station pluviométrique Seklafa

station	code	source	coordonnées			Année de servir	N (ans)
			X (km)	Y (km)	Z (m)		
Seklafa	06-01-04	ANRH	467,5	378,5	995	1971-2007	37

Tableau. I.11 : Répartition mensuelle de la pluie annuelle

Mois	sep	oct	nov	déc	jan	fév	mar	avr	mai	jun	jul	aou	total
P(mm)	15.2	19.2	12.7	9.1	11.6	9.6	20.5	14.6	12.4	12.1	5.2	8.8	151
P (%)	10.06	12.71	8.41	6.02	7.68	6.35	13.57	9.66	8.21	8.01	3.44	5.82	100

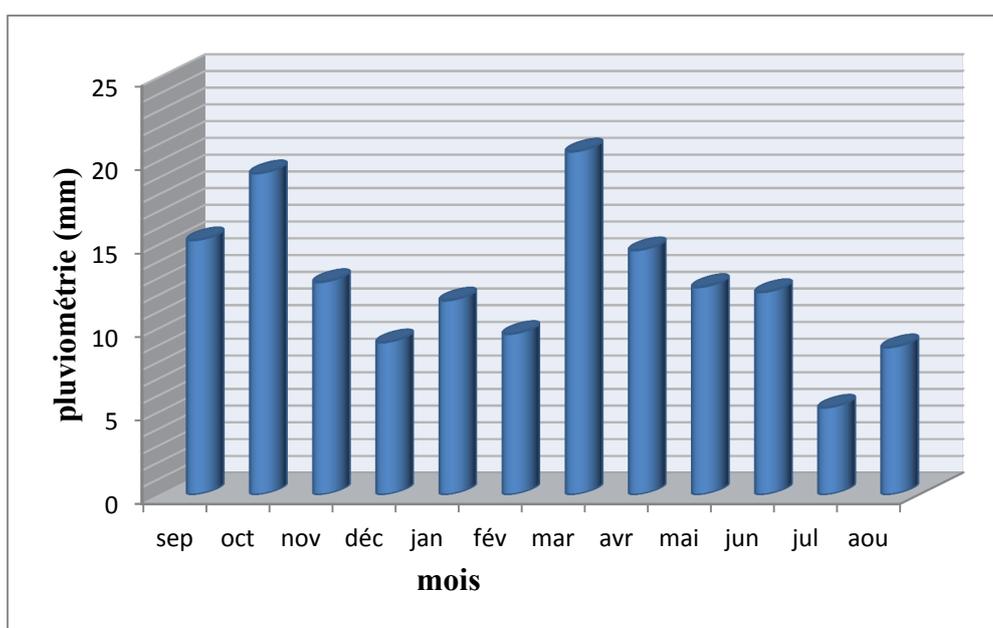


Figure I.9: Répartition mensuelle de la pluie annuelle

I.2. Etude des précipitations maximales journalières :

Les pluies maximales journalières sont souvent généralement de crues exceptionnelles. Pour cela, il est important d'effectuer un ajustement statistique d'une loi de probabilité à la série d'observation afin de déterminer les précipitations maximales journalières fréquentielles.

La série des pluies maximales journalières de la station Seklafa est représentée dans l'annexe I.

I.2.1. Les caractéristiques empiriques :

- La moyenne interannuelle des précipitations maximales journalières $P_{max,j}$:

$$\overline{P_{max,j}} = \frac{\sum_{i=1}^n P_{max,j}}{n} \dots\dots\dots (I.14)$$

AN : $\overline{P_{max,j}} = 27.4 \text{ mm}$

- L'écart type $\sigma_{P_{max,j}}$:

Pour n supérieur à 30 ans, on a :

$$\sigma_{P_{max,j}} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (P_{max,j} - \overline{P_{max,j}})^2}{n}} \dots\dots\dots (I.15)$$

AN : $\sigma_{P_{max,j}} = 15.59 \text{ mm}$

- L'exposant climatique pour notre région (**b=0.41**) est donné par l'ARNH d'Alger.

I.2.2. Ajustement des pluies maximales journalières :

Les deux lois généralement utilisées pour les valeurs extrêmes sont :

- la loi doublement exponentielle ou loi de Gumbel.
- la loi log normale ou loi de Galton.

L'ajustement des pluies maximales journalières sera effectué à l'aide de logiciel Hydrolab

A. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel :

La fonction de répartition de la loi de Gumbel $F(x)$ est donnée par l'expression

$$F(X) = e^{-e^y} \dots\dots\dots (I.16)$$

Ou $y = (X - X_0)/\alpha$

Avec : α, X_0 : coefficient d'ajustement (méthode des moindres carrés)

y : variable réduite de GUMBEL

X_0 : Paramètre de position (Ordonnée à l'origine)

α : Paramètre d'échelle différent de zéro et positif appelé aussi « gradex »

$1/\alpha$: Pente de la droite

X : Variable étudiée $P_{max,j}$

L'équation de la droite de Gumbel est :

$$X = \left(\frac{1}{\alpha}\right) Y + X_0; \quad \text{Soit : } P_{\max, j, p\%} = \left(\frac{1}{\alpha}\right) Y + X_0 \dots \dots \dots (I.17)$$

Le procédé d'ajustement consiste à :

- Classer les valeurs des précipitations par ordre croissant avec attribution d'un rang 1,2,3.....n.
- Calculer pour chaque valeur de précipitation la fréquence expérimentale F(x) par la formule de Hazen :

$$F (X) = \frac{m - 0.5}{n} \dots \dots \dots (I.18)$$

m : rang de précipitation

n : nombre d'observations

- calculer la variable réduite de Gumbel donnée par la formule:

$$y = - \ln [-\ln (F(x))] \dots \dots \dots (I.19)$$

- -reporter les valeurs observées sur papier Gumbel.
- représenter graphiquement les couples (xi, yi) sur papier Gumbel

Les résultats sont résumés dans le tableau récapitulatif (I.12) et la représentation graphique par la figure (I.10).

Tableau. I.12: Ajustement à la loi de GUMBEL

période deretour	Fréqence	U.Gumbel	Val.théo.	Borne inf.	Borne sup.
10000	0,9999	9,210	133,716	104,499	192,519
2000	0,9995	7,601	113,883	89,628	162,602
1000	0,999	6,907	105,340	83,214	149,722
200	0,995	5,296	85,485	68,277	119,820
100	0,99	4,600	76,913	61,807	106,933
50	0,98	3,902	68,311	55,291	94,022
20	0,95	2,970	56,830	46,536	76,851
10	0,9	2,250	47,961	39,684	63,674
5	0,8	1,500	38,715	32,361	50,116

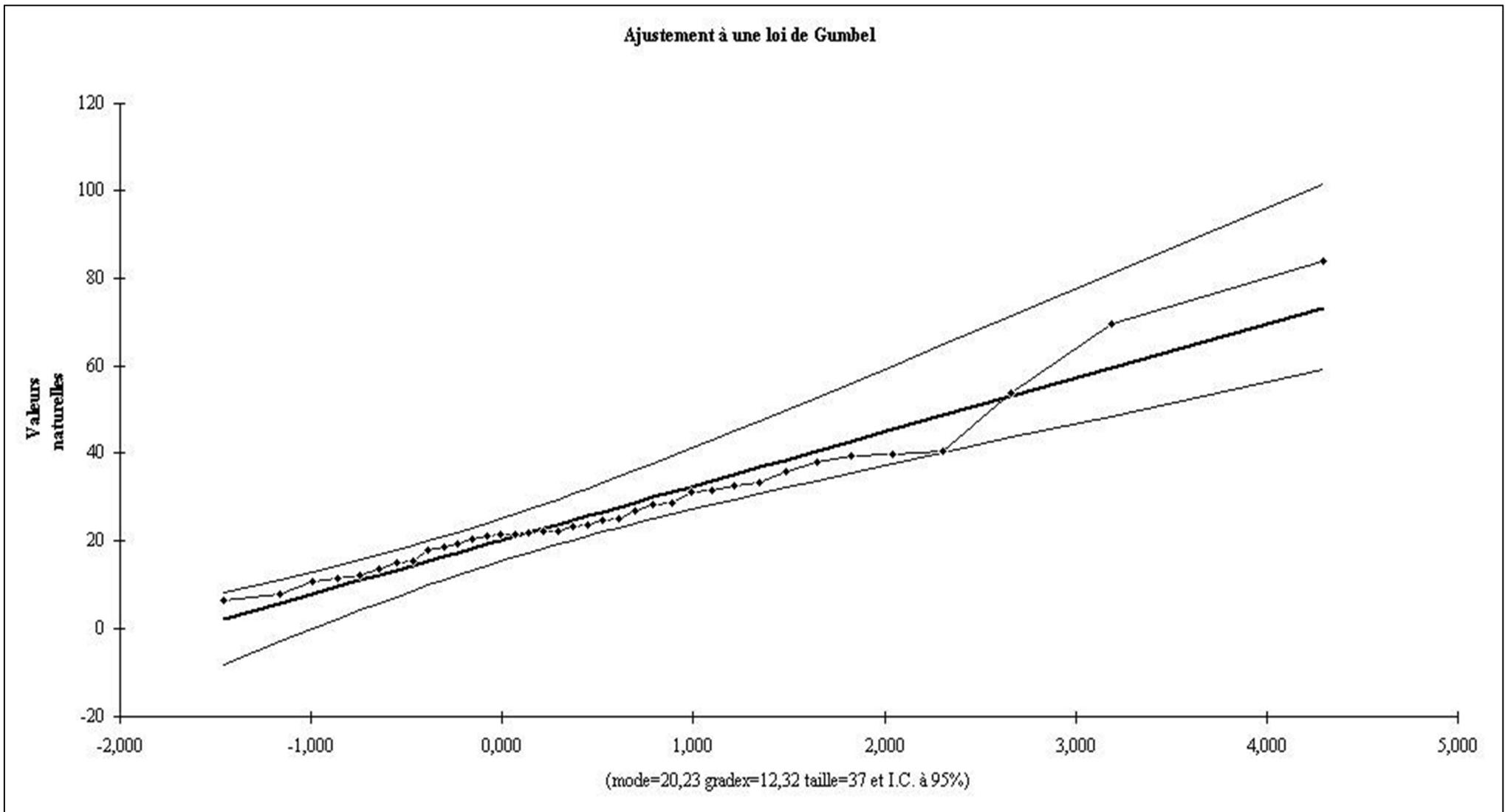


Figure I.10: Représentation graphique de la loi de Gumbel

B. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton (loi de log-normale) :

Le procédé d'ajustement est identique à celui établi pour la loi de Gumbel, seul la représentation graphique change ou elle est faite sur papier log-normale.

La loi de GALTON a une fonction de répartition qui s'exprime selon la formule suivante :

$$\text{Log}X(P\%) = \overline{\text{Log } X} + \sigma \cdot \text{Log } u(P\%) \dots\dots\dots (I.20)$$

$$\text{Log } X = \frac{\sum_{i=1}^n \text{Log } X_i}{N} \dots\dots\dots (I.21)$$

Ou : $u = \frac{X_i - \bar{X}}{\sigma_X}$ variable réduite de GAUSS

Les résultats sont résumés dans le tableau récapitulatif (I.13) et la représentation graphique par la figure (I.11).

Tableau. I.13: Ajustement à la loi de GALTON

période de retour	Fréquence	U de Gauss	Valeur théo.	Borne inf.	Borne sup.
10000,00	0,9999	3,719	176,292	117,517	329,389
2000	0,9995	3,291	139,958	96,987	245,270
1000,00	0,999	3,091	125,644	88,631	213,760
200,00	0,995	2,576	95,236	70,229	150,358
100,00	0,99	2,327	83,259	62,676	126,884
50,00	0,98	2,054	71,886	55,296	105,499
20,00	0,95	1,645	57,669	45,709	80,179
10,00	0,9	1,282	47,412	38,456	63,048
5,00	0,8	0,841	37,399	30,981	47,447

Conclusion :

D'après les deux schémas on conclut que la pluie maximale journalière suit la loi log-normale (Galton), car tous les points sont à l'intérieur de l'intervalle de confiance et plus Proches de la droite de Henry.

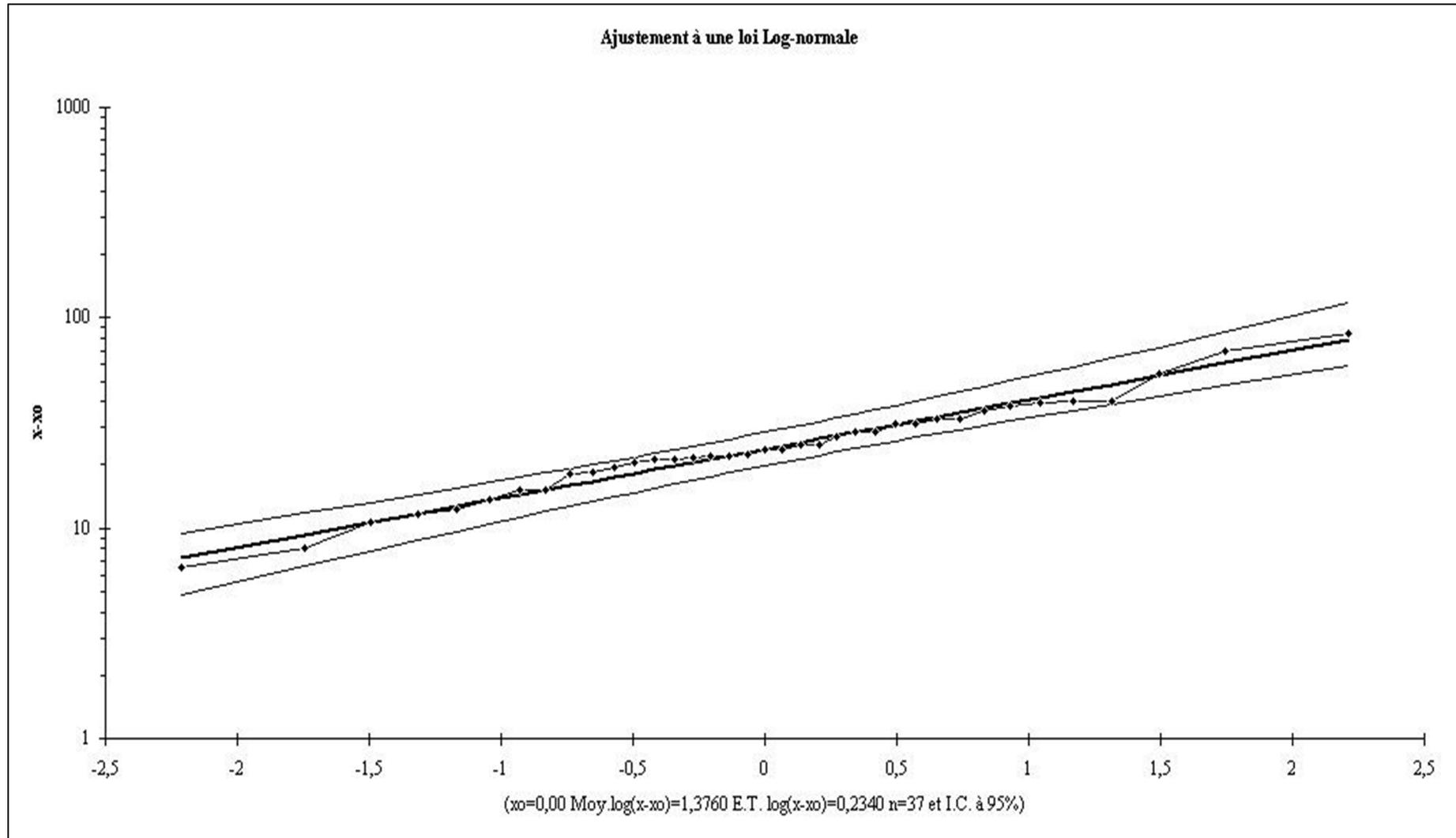


Figure.I.11 :Représentation graphique de la loi de log-normale (Galton)

I.2.3. Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités :

Pour une période donnée (24 h) et une fréquence donnée, on peut estimer les pluies de courtes durées par la formule de Montanami :

$$P_{\max t, p\%} = P_{\max j, p\%} \left(\frac{t}{24}\right)^b \dots\dots\dots (I.22)$$

Avec : $P_{\max t, p\%}$: Pluie de courte durée de même fréquence que $P_{\max j, p\%}$ [mm].

$P_{\max j, p\%}$: Pluie maximale journalière pour une fréquence donnée [mm].

t : Temps [heure].

b : Exposant climatique (b = 0,41).

L'intensité des pluies est donnée par la formule suivante :

$$I = \frac{P_t}{t} \dots\dots\dots (I.23)$$

Les résultats de calcul de $P_{\max t, p\%}$ et I_0 sont représentés dans les Tableaux (I.14) et (I.15) et les figures (I.13) et (I.14)

Tableau .I.14: Les précipitations des différent fréquence (mm)

fréquence	période de retour	Pmaxj,p%	temps (h)												
			1	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24
0,9	10	47,4	12,883	17,117	22,743	26,856	30,219	33,114	35,684	38,0	40,2	42,137	43,998	45,751	47,4
0,95	20	57,7	15,670	20,820	27,664	32,667	36,756	40,278	43,404	46,2	48,8	51,254	53,516	55,649	57,7
0,98	50	71,9	19,533	25,953	34,484	40,720	45,818	50,208	54,104	57,6	60,9	63,890	66,710	69,368	71,9
0,99	100	83,3	22,623	30,059	39,940	47,163	53,067	58,151	62,665	66,8	70,5	73,998	77,265	80,344	83,3
0,999	1000	125,7	34,141	45,363	60,273	71,174	80,084	87,757	94,568	100,7	106,4	111,671	116,601	121,248	125,7
0,9999	10000	176,3	47,905	63,650	84,571	99,867	112,369	123,134	132,691	141,3	149,3	156,689	163,606	170,126	176,3

Tableau .I.15: Les Intensité des pluies I_t (mm/h)

fréquence	période de retour	Pmaxj,p%	temps (h)												
			1	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24
0,9	10	47,4	12,883	8,559	5,686	4,476	3,777	3,311	2,974	2,715	2,509	2,341	2,200	2,080	1,976
0,95	20	57,7	15,670	10,410	6,916	5,444	4,595	4,028	3,617	3,303	3,052	2,847	2,676	2,530	2,403
0,98	50	71,9	19,533	12,977	8,621	6,787	5,727	5,021	4,509	4,117	3,805	3,549	3,336	3,153	2,995
0,99	100	83,3	22,623	15,030	9,985	7,860	6,633	5,815	5,222	4,768	4,407	4,111	3,863	3,652	3,469
0,999	1000	125,7	34,141	22,682	15,068	11,862	10,011	8,776	7,881	7,196	6,650	6,204	5,830	5,511	5,235
0,9999	10000	176,3	47,905	31,825	21,143	16,644	14,046	12,313	11,058	10,096	9,331	8,705	8,180	7,733	7,346

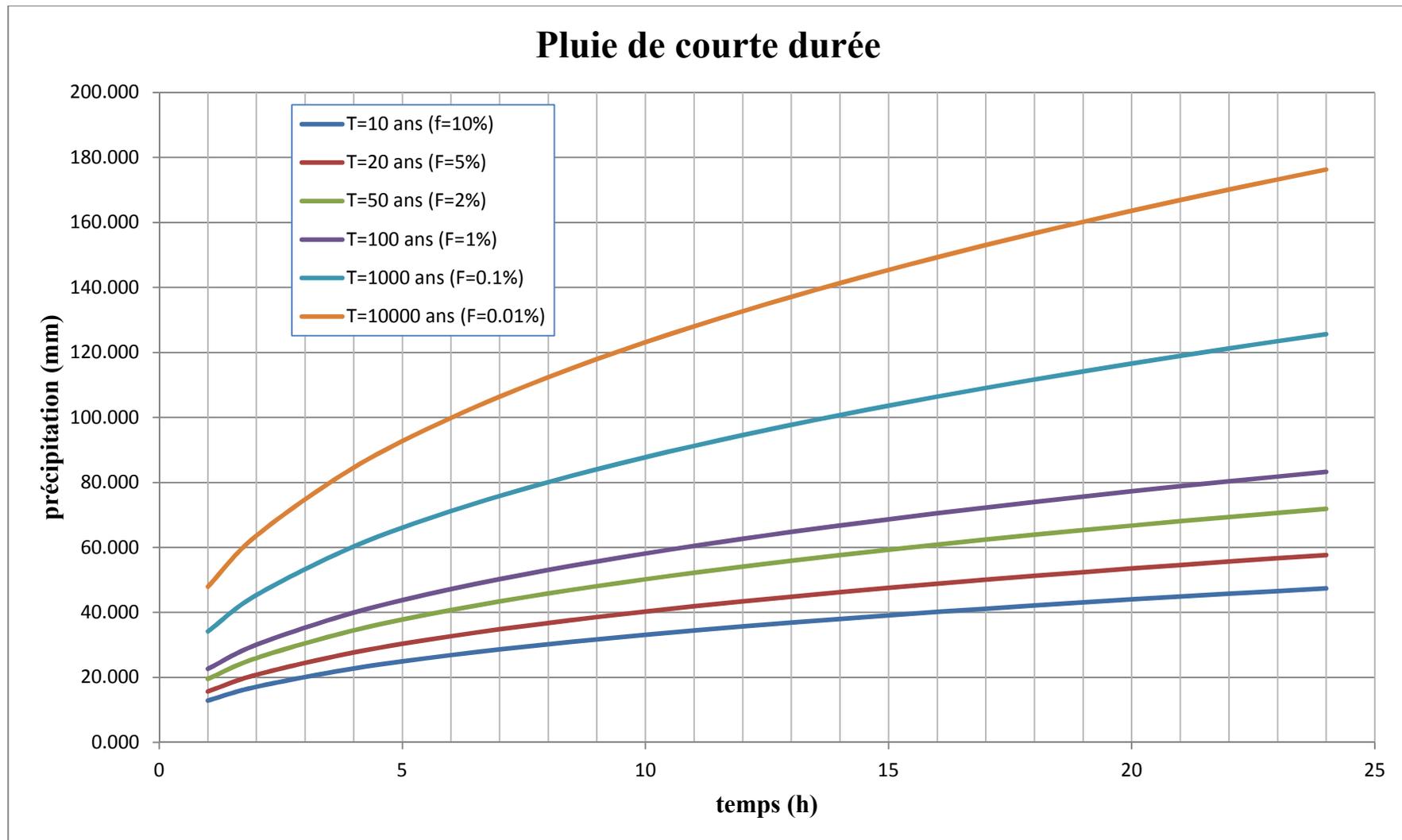


Figure. I.12: Pluies de Courte durée

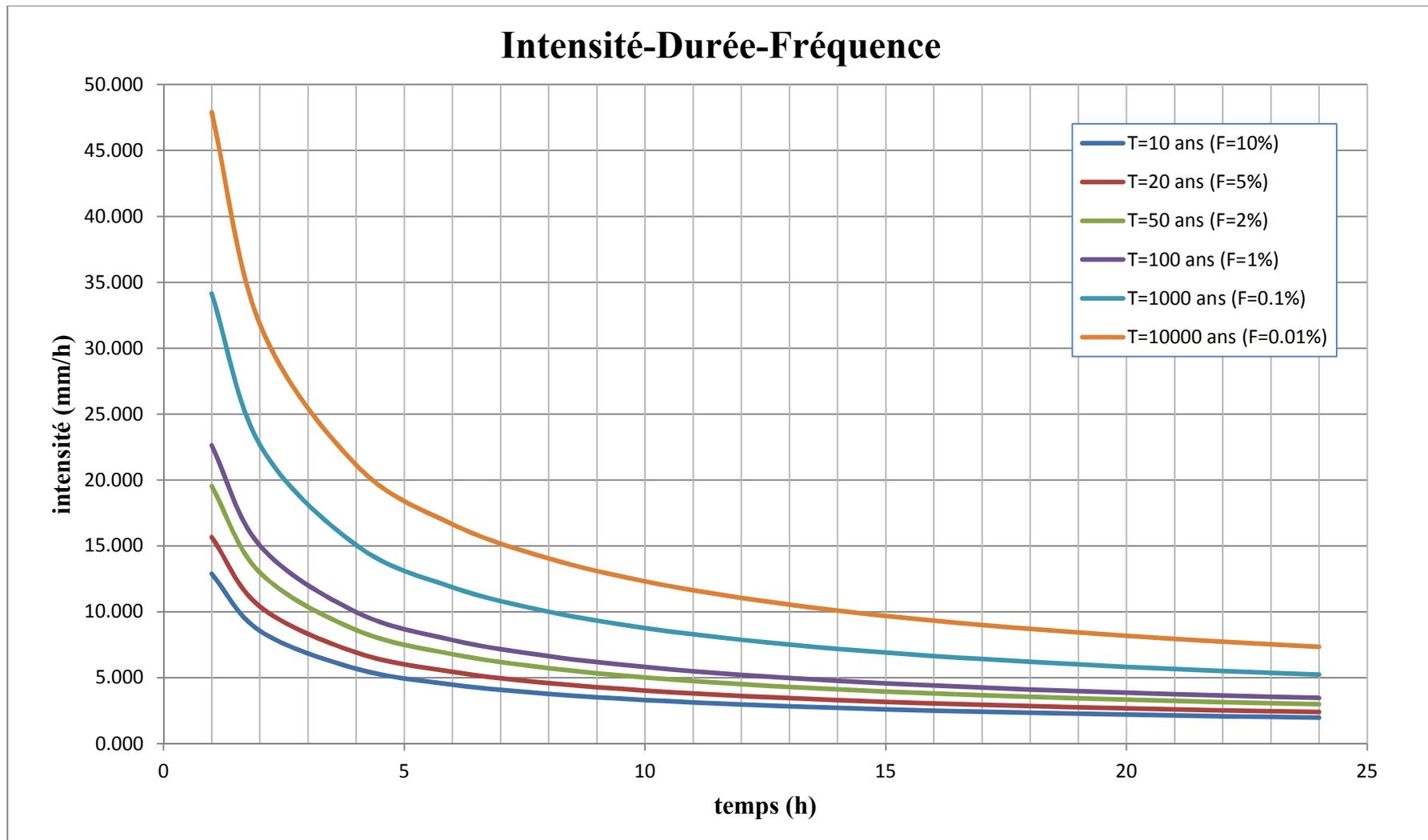


Figure. I.13: Intensité –Durée -Fréquence

I.3. Etudes des apports :

I.3.1. Apport liquide :

Le calcul de l'apport moyen annuel au site de barrage d'oued M' Zi s'est fait par le biais de deux méthodes :

- Formules empiriques.
- Selon les données d'observations de oued M'Zi.

I.3.1. 1. apport liquide suivant les formules empiriques :

1- Formule de SAMIE :

$$L_e = \bar{P}^2 (293 - 2.2\sqrt{S}) \dots\dots\dots (I.24)$$

Ou $A_0 = L_e * S$

Avec : P_{moy} : Pluie moyenne en [m] ;

S : Surface du bassin versant en [km²] ;

L_e : Lamme d'eau écoulée en [mm].

$$\text{AN : } L_e = 5.22 \text{ mm}$$

$$A_0 = 4.22 \text{ Mm}^3$$

2- Formule de MEDINGUER :

$$L_e = 1.024 (\bar{P} - 0.26)^2 \dots\dots\dots (I.25)$$

Ou $A_0 = L_e * S$

Avec : L_e : Lamme d'eau écoulée (mm).

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle (m).

$$\text{AN : } L_e = 12.16 \text{ mm}$$

$$A_0 = 9.76 \text{ Mm}^3$$

3- Formule de l'ANRH :

$$A_0 = 0.915 \bar{P}^{2.68} S^{0.842} \dots\dots\dots (I.26)$$

Avec : P : Pluie moyenne annuelle (m).

S : Superficie du bassin versant (Km²).

$$\text{AN: } A_0 = 1.6 \text{ Mm}^3$$

I.3.1.2. apport liquide suivant les données disponibles :

1- série sur une période de 7 années observées à la station de Seklafa : $A_0=14.41Mm^3$

2- Série sur une période de 32 années obtenues par l'estimation des débits et les apports annuels en fonction de la pluviométrie : $A_0=15.69Mm^3$

Les tableaux de la série hydrométrique et les résultats d'estimation sont représentés dans l'annexe I.

Tableau .I.16: Récapitulatif des apports

méthode	Apport moyen annuel Mm^3
Formule de SAMIE	4.22
Formule de MEDINGUER	9.76
Formule de l'ANRH	1.6
Apport moyen annuel naturel (19875-1985)	14.41
Apport moyen annuel après l'estimation (1976-2007)	15.70

Compte tenu des résultats obtenus, nous suggérons de prendre en compte l'apport moyen naturel de l'oued M'Zi $A_0=14.41Mm^3$

I.3.2.Caractéristiques de l'écoulement :

a. Module de l'écoulement :

Il est donné par : $M_e = \frac{A_0}{T}$ (I.27)

Avec : A_0 : Apport moyen annuel.

T : Temps d'une année en secondes

AN : $M_e= 456.94$ l/s

b. Module de l'écoulement relatif :

Il est donné par : $M_0 = \frac{M_e}{S}$ (I.28)

Avec : M_0 : Module de l'écoulement [l/s].

S : Superficie du bassin [Km^2].

AN : $M_0=0.57$ l/s/ km^2

c. Lame d'eau écoulée:

Il est donné par: $L_e = \frac{A_0}{S}$ (I.29)

AN : $L_e=17.63$ mm

d. Coefficient de l'écoulement:

Il est donné par :
$$C_e = \frac{L_e}{P_{moy}} \dots \dots \dots (I.30)$$

Avec : P_{moy} : Pluie moyenne annuelle en [mm].

L_e : Lamme d'eau écoulée en [mm].

AN : $C_e=0.12$

I.3.3 Les apports fréquentiels :

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

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

$$A_{\%} = \frac{A_0}{\sqrt{C_v^2 + 1}} e^{\mu \sqrt{1 + n(C_v^2 + 1)}} \dots \dots \dots (II.31)$$

Avec : $A_{\%}$: Apport de fréquence donnée.

μ : Variable réduite de Gauss.

A_0 : Apport moyen annuel (Mm^3).

C_v : Coefficient de variation.

Le calcul du coefficient de variation est effectué à partir des formules empiriques, à savoir :

1. Formule de SOKOLOVSKY :

$$C_v = 0.78 - 0.29 \log_{10} M_0 - 0.063 \log_{10} (S + 1) \dots \dots \dots (I.32)$$

Avec : S : superficie du bassin versant (km^2)

M_0 : Module de l'écoulement relatif ($l/s/km^2$)

AN : $C_v=0.66$

2. Formule de L'ANTONOV:

$$C_v = \frac{0.7}{(S + 1000)^{0.7}} \dots \dots \dots (I.33)$$

AN : $C_v=0.34$

3. Formule de KRISTEKLY MENKEL:

$$C_v = \frac{0.83}{S^{0.06} M_0^{0.27}} \dots \dots \dots (I.34)$$

AN : $C_v=0.64$

4. Formule de OURKGUIPROVODKHOZ:

$$C_v = \frac{0.7}{M_0^{0.125}} \dots \dots \dots (I.35)$$

AN : $C_v=0.75$

Conclusion :

On opte pour la formule KRISTEKLY MENKEL, car elle nous donne une valeur de coefficient de variation plus proche de la moyenne, c'est-à-dire que $C_v = 0.64$

L'apport fréquentiel est alors : $A_{\%} = 1\ 21\ 4e^{0.5\ 8\ \mu}$

Les résultats de calcul pour les différentes fréquences sont donnés dans le Tableau N°III.21.

Tableau.1.17: Les apports de différentes fréquences

Période de retour	5	10	20	50	100	1000
Fréquence P (%)	80	10	5	2	1	0.1
variable de Gauss	-0,84145	1,28229	1,64308	2,05046	2,32723	3,15954
Apport (Mm³)	7.45	25.54	31.48	39.87	46.82	75.87

I.3.4.Répartition de l'apport moyen annuel estimé à une probabilité de 80% :

La répartition mensuelle de l'apport moyen annuel suit la même répartition mensuelle des précipitations. On a : $A_{80\%}=7.45Mm^3$

Tableau I.18: Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de probabilité 80%

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Année
A(%)	10.06	12.71	8.41	6.02	7.68	6.35	13.57	9.66	8.21	8.01	3.44	5.82	100
A(hm³)	0.75	0.95	0.63	0.45	0.57	0.47	1.01	0.72	0.61	0.60	0.26	0.43	7.45

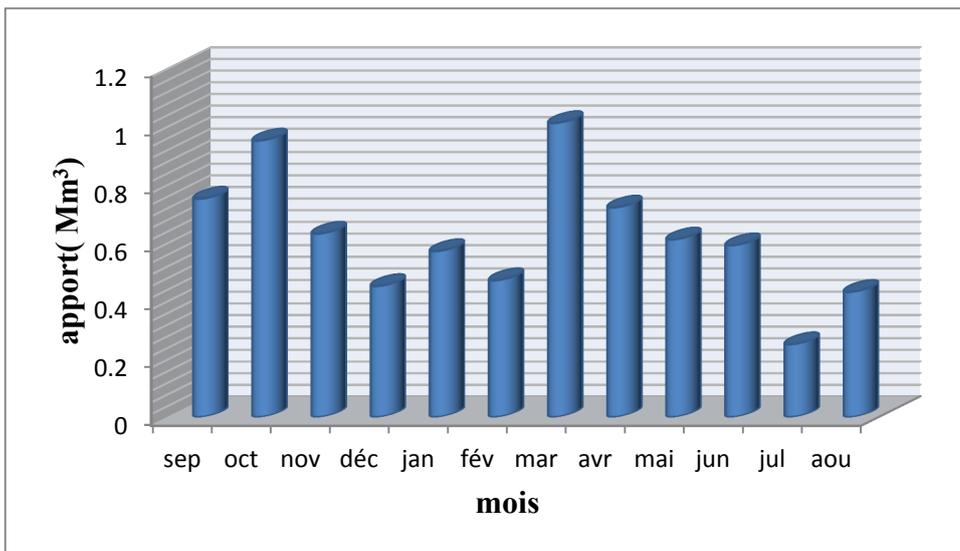


Figure I.14 : Répartition mensuelle de l'apport moyen

I.3.5. Apport solide et estimation du volume mort :

Ces apports solides dépendent de l'étendue du relief du B.V, de la résistance à l'érosion de sol, liée elle-même à la végétation par la présence des racines et à la nature géologique des roches et au régime des pluies et des températures.

Généralement, le volume mort est destiné à maintenir un niveau de saturation aux environs de la digue, de maintenir l'équilibre écologique et de servir de réservoir pour stocker les sédiments. La quantité des sédiments qui se dépose dans la cuvette du barrage est une partie de l'écoulement solide du cours d'eau. Les dépôts durant les premières années d'exploitation présentent un grand pourcentage de cet écoulement mais au fur et à mesure que l'envasement se poursuit ce taux devient minime.

Le manque de données de mesure du transport solide nous ramène à accepter toute méthode empirique qui nous permet l'ordre de grandeur acceptable de l'écoulement solide.

Formule de TIXERONT:

Elle tient compte de la répartition du bassin Versant en fonction de sa perméabilité :

$$T_s = \alpha \cdot L_0^{0.15} \dots\dots\dots (I.36)$$

Avec : T_s : le transport solide en (t/Km²/an).

L_0 : la lame écoulée en (mm).

α : Paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant

$\alpha = 350$ (perméabilité moyenne).

AN : $T_s = 538.28$ (t/Km²/an).

Le volume mort est estimé à :

$$V_m = (1.05 - 1.10) \frac{Q_s \cdot T}{\delta_s} \text{ (m}^3\text{)} \dots\dots\dots (I.37)$$

Avec : Q_s : Le débit solide (t/an)

$$Q_s = T_s \cdot S \dots\dots\dots (I.38)$$

δ_s : Poids spécifique de la vase humide ($\delta_s = 1.3$ t/m³).

S : Superficie du bassin versant.

T : Délai de service (T = 30 ans).

AN: $Q_s = 431698.22$ t/an

$V_m = 10.46$ Mm³

I.4. Etude des crues :

Le but de cette partie est de déterminer les hydrogrammes de crues fréquentielles sur le bassin versant et de définir les débits maximaux probables correspondants.

La détermination de ces hydrogrammes de crues probables ne reste pas sans difficultés quant au choix de la méthode utilisée surtout en absence de données.

Pour ce fait, des formules empiriques ont été développées pour l'estimation des débits maximaux probables, et on procédera pour la construction des hydrogrammes de crues par la méthode des isochrones ou la méthode de l'hydrogramme synthétique.

Les paramètres définissant une crue est :

- Le débit maximum de la crue (débit de pointe).
- Le volume de la crue.
- La forme de la crue (Hydrogramme de crues).
- Le temps de base.

I.4.1. Détermination des débits maximaux fréquents:

1- Formule de MALLET-GAUTHIER :

$$Q_{max,p} \% = 2K \cdot \log(1 + 25P_0) \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1 + 4l o g T - l a . g . S} \dots\dots\dots (I.39)$$

Avec : $Q_{maxP\%}$: Débit maximum pour une fréquence donnée (m3/s).

P_0 : Pluie moyenne interannuelle (m).

S : Superficie du bassin versant (Km²).

L : Longueur du talweg principal (Km).

K : Constante dépendant des caractéristiques géographiques et climatiques du bassin :

$$1 < K < 3 \text{ On prend } K = 2.$$

T : Période de retour (an).

Tableau.I.19: Débits maxima des crues de différentes périodes de retour

Période de retour [An]	10	20	50	100	1000	10000
$Q_{maxP\%}$ [m3/s]	444,21	557,40	678,65	757,58	974,96	1152,02

2- Formule de POSSENTI :

$$Q_P \% = \frac{\mu P_{maxj} \% S}{L_p} \dots\dots\dots (I.40)$$

Avec : $P_{maxjp\%}$: Pluie maximale journalière correspondante à la période de retour donnée (m)

S : Superficie du bassin versant (Km²).

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

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

Tableau.I.20: Débits maxima des crues de différentes périodes de retour

Période de retour [An]	10	20	50	100	1000	10000
P_{MAX} J%	47,4	57,7	71,9	83,3	125,7	176,3
Q_{maxP%} [m3/s]	565,81	688,76	858,26	994,34	1500,47	2104,47

3- Formule de TURRAZA :

$$Q_{m a x P \frac{\%}{}} = \frac{C \cdot I_{tc} \cdot A}{3.6} \dots\dots\dots (I.45)$$

Avec : A : Superficie du bassin versant (Km²).

I_{tc}: Intensité moyenne maximale des précipitations pour une fréquence pendant une durée égale au temps de concentration (mm/h).

C : Coefficient de ruissellement de la crue considérée pour une probabilité P_%

Tableau.I.21 : Débits maximaux des crues de différentes périodes de retour

Fréquence (%)	10	5	2	1	0.1	0.01
C	0.5	0.55	0.6	0.7	0.8	0.9
I_{tc}	3.1	3.8	4.7	5.5	8.3	11.6
Q_{maxP%} [m3/s]	345.30	465.61	628.23	857.69	1479.24	2325.80

4- Formule de GIANDOTTI :

$$Q_{m a x P \frac{\%}{}} = \frac{C \cdot S \cdot H_{tc,p\%} \cdot \sqrt{H_{moy} \cdot H_{min}}}{4\sqrt{S} + 1.5 L} \dots\dots\dots (I.46)$$

Avec : S : Surface du bassin versant [Km²].

L : longueur du talweg principal [Km].

H_{moy}: Altitude moyenne [m].

H_{min} : Altitude minimale [m].

H_{tc,p%} : Lamé d'eau précipitée pour une probabilité et d'une durée égale au temps de concentration des eaux.

C : Coefficient topographique variant entre 66 et 166. On prend C = 116.

Tableau.I.22: Débits maximums des crues de différentes périodes de retour

Fréquence (%)	10	5	2	1	0.1	0.01
H_{tc P%}	34.5	42.0	52.3	60.6	91.5	128.4
Q_{maxP%} [m3/s]	424.3	516.46	642.96	745.17	1125.14	1578.89

Conclusion :

Sur la manière de ces résultats, on opte les résultats de la formule de GIODANTTI car cette méthode est la plus proche de la moyenne celle-ci tient compte les principales caractéristiques qui influent sur l'apport de la crue : la topographie de bassin versant et la précipitation.

Tableau.I.23: débits maximaux fréquentiels de crue

Fréquence (%)	10	5	2	1	0.1	0.01
$Q_{max P\%}$ [m ³ /s]	424.3	516.46	642.96	745.17	1125.14	1578.89

I.4.2.Hydrogramme de crue :

Détermination des hydrogrammes de crues probables par la méthode de Sokolovsky :

Sokolovskiconsidère que l'hydrogramme de crue présente deux branches de courbe, l'une pour la montée et l'autre pour la décrue. Chacune d'elle a sa propre équation.

Pour la montée : $Q_m = Q_{m a} \left(\frac{t}{t_m}\right)^x$ (I.47)

Pour la décrue : $Q_d = Q_{m a} \left(\frac{t_d - t}{t_d}\right)^y$ (I.48)

Avec : Q_m : débit instantané de la montée (m³/s).

Q_d : débit instantané de la décrue (m³/s).

Q_{max} : débit maximum probable de la crue (m³/s).

x , y : Puissance des courbes : x= 2 et Y= 3.

t_m : temps de la montée de la crue (h).

$t_m = t_c$; temps de concentration (h).

t_d : temps de la décrue (h).

$$t_d = \delta t_m \dots\dots\dots (I.49)$$

δ : coefficient dépendant des caractéristiques du bassin versant, il est compris en général entre (2 - 4), celui-ci est fonction du cours d'eau (longueur), de la perméabilité et du boisement du bassin.

Pour notre cas on prend $\delta=3$; alors $\begin{cases} t_m = 11.07h \\ t_d = 33.21h \end{cases}$

Les hydrogrammes de crues pour différentes périodes de retour sont donnés par le Tableau .I.24 et la Figure I.15.

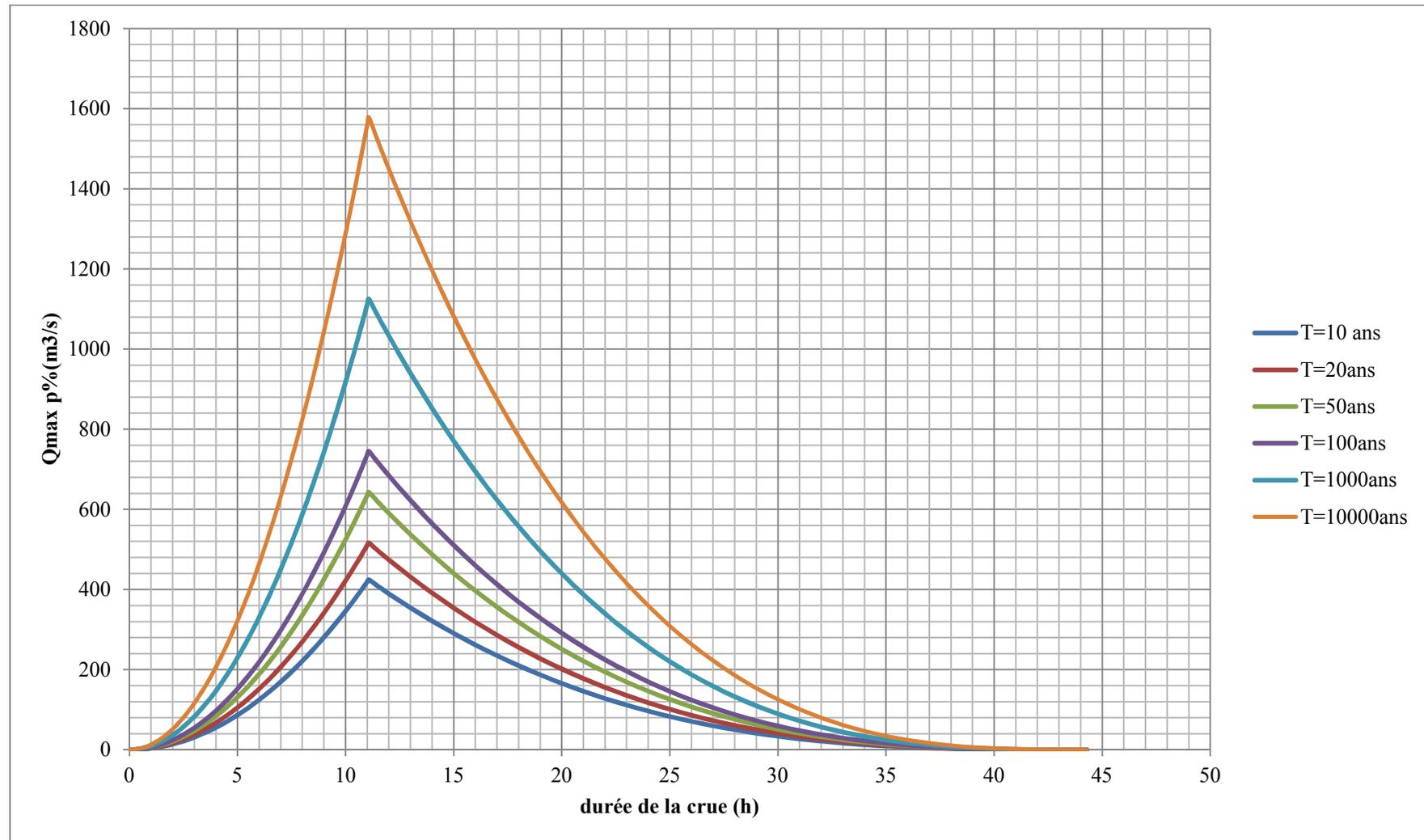
Tableau.I.24 : Les hydrogrammes de crues

temps (h)	période de retour (ans)					
	10	20	50	100	1000	10000
0	0	0	0	0	0	0
0,5	0,866	1,054	1,312	1,520	2,295	3,221
1	3,462	4,214	5,247	6,081	9,181	12,883
1,5	7,790	9,483	11,805	13,682	20,658	28,988
2	13,850	16,858	20,987	24,323	36,726	51,533
2,5	21,640	26,340	32,792	38,005	57,384	80,521
3	31,162	37,930	47,221	54,727	82,633	115,950
3,5	42,414	51,627	64,272	74,490	112,473	157,821
4	55,398	67,431	83,948	97,293	146,903	206,134
4,5	70,114	85,343	106,246	123,136	185,924	260,888
5	86,560	105,361	131,168	152,020	229,536	322,084
5,5	104,738	127,487	158,714	183,944	277,739	389,722
6	124,647	151,720	188,882	218,908	330,532	463,801
6,5	146,287	178,061	221,674	256,913	387,916	544,322
7	169,658	206,508	257,090	297,959	449,891	631,285
7,5	194,760	237,063	295,129	342,045	516,457	724,689
8	221,594	269,725	335,791	389,171	587,613	824,535
8,5	250,159	304,494	379,076	439,337	663,360	930,823
9	280,455	341,371	424,985	492,544	743,698	1043,552
9,5	312,482	380,355	473,517	548,791	828,626	1162,723
10	346,240	421,446	524,673	608,079	918,145	1288,336
10,5	381,730	464,644	578,452	670,407	1012,255	1420,390
11	418,951	509,949	634,854	735,776	1110,956	1558,886
11,07	424,300	516,460	642,960	745,170	1125,140	1578,790
11,5	408,031	496,657	618,307	716,569	1081,999	1518,255
12	389,643	474,275	590,443	684,277	1033,238	1449,834
12,5	371,816	452,576	563,429	652,970	985,965	1383,501
13	354,541	431,549	537,251	622,632	940,157	1319,222
13,5	337,810	411,184	511,898	593,249	895,789	1256,966
14	321,613	391,469	487,354	564,805	852,840	1196,700
14,5	305,943	372,395	463,609	537,286	811,286	1138,392
15	290,790	353,951	440,647	510,675	771,104	1082,009
15,5	276,146	336,126	418,456	484,957	732,272	1027,520
16	262,002	318,910	397,023	460,118	694,765	974,891
16,5	248,349	302,292	376,335	436,142	658,562	924,090
17	235,180	286,262	356,378	413,014	623,639	875,086
17,5	222,484	270,808	337,139	390,718	589,972	827,846
18	210,253	255,921	318,606	369,239	557,540	782,337
18,5	198,479	241,590	300,764	348,562	526,319	738,527
19	187,153	227,804	283,602	328,672	496,285	696,384
19,5	176,267	214,553	267,105	309,553	467,416	655,876
20	165,811	201,826	251,260	291,191	439,689	616,970
20,5	155,777	189,612	236,055	273,569	413,081	579,633
21	146,156	177,901	221,476	256,673	387,569	543,834
21,5	136,939	166,683	207,510	240,487	363,129	509,541
22	128,119	155,946	194,144	224,997	339,739	476,720
22,5	119,685	145,681	181,364	210,187	317,376	445,340

Chapitre I : étude hydrologique

23	111,630	135,877	169,158	196,041	296,016	415,368
23,5	103,945	126,522	157,512	182,544	275,636	386,771
24	96,621	117,607	146,414	169,682	256,215	359,519
24,5	89,649	109,121	135,849	157,438	237,727	333,577
25	83,021	101,053	125,805	145,798	220,151	308,915
25,5	76,728	93,394	116,269	134,747	203,464	285,499
26	70,761	86,131	107,227	124,268	187,641	263,297
26,5	65,112	79,255	98,667	114,347	172,661	242,277
27	59,772	72,755	90,575	104,969	158,501	222,407
27,5	54,732	66,620	82,938	96,119	145,136	203,654
28	49,984	60,841	75,743	87,780	132,545	185,986
28,5	45,518	55,405	68,976	79,938	120,704	169,371
29	41,327	50,304	62,625	72,577	109,590	153,776
29,5	37,402	45,525	56,676	65,683	99,180	139,169
30	33,733	41,060	51,117	59,240	89,451	125,517
30,5	30,312	36,896	45,933	53,233	80,380	112,789
31	27,131	33,024	41,112	47,646	71,944	100,951
31,5	24,180	29,432	36,641	42,464	64,120	89,973
32	21,452	26,111	32,507	37,673	56,885	79,820
32,5	18,937	23,050	28,695	33,256	50,215	70,462
33	16,626	20,238	25,194	29,198	44,089	61,865
33,5	14,512	17,664	21,990	25,485	38,482	53,998
34	12,585	15,318	19,070	22,101	33,372	46,827
34,5	10,836	13,190	16,421	19,030	28,735	40,321
35	9,258	11,269	14,029	16,258	24,550	34,448
35,5	7,841	9,544	11,881	13,769	20,791	29,174
36	6,576	8,004	9,965	11,548	17,438	24,469
36,5	5,455	6,640	8,266	9,580	14,466	20,298
37	4,470	5,440	6,773	7,849	11,852	16,631
37,5	3,610	4,395	5,471	6,340	9,574	13,434
38	2,869	3,492	4,348	5,039	7,608	10,676
38,5	2,237	2,723	3,390	3,928	5,932	8,323
39	1,705	2,076	2,584	2,995	4,522	6,345
39,5	1,265	1,540	1,917	2,222	3,355	4,708
40	0,908	1,106	1,376	1,595	2,408	3,379
40,5	0,626	0,762	0,948	1,099	1,659	2,328
41	0,409	0,498	0,619	0,718	1,084	1,521
41,5	0,249	0,303	0,377	0,437	0,660	0,926
42	0,137	0,167	0,208	0,241	0,364	0,511
42,5	0,065	0,080	0,099	0,115	0,173	0,243
43	0,024	0,030	0,037	0,043	0,064	0,090
43,5	0,005	0,007	0,008	0,010	0,015	0,020
44	0,000	0,000	0,000	0,000	0,001	0,001
44,28	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

Figure.I.15 :L'Hydrogramme des crues probables en fonction de temps



I.4.3.Choix de la crue de projet :

La crue de projet est définie comme étant la crue maximale que l'ouvrage capable d'évacuer sans dommages graves à l'aval.

Pour cela il faut déterminer cette crue en prenant en compte l'effet de laminage par la retenue, elle est calculée sur la base d'un débit de pointe évalué à partir de l'étude du régime des crues.

Dans ce contexte, nous sommes amenés à faire un choix car il est évident que nous ne pourrions jamais protéger un ouvrage contre tous les crues pouvant survenir, notre choix est porté sur une période de retour de crue, ce qui revient à accepter un certain risque qui devra être en rapport avec l'intérêt économique de l'ouvrage et les impératifs de sécurité.

Dans notre cas, nous allons opter pour la crue 1000 ans voyant le risque potentiel et les dommages que causera la rupture du barrage qui sont très importants selon la classification du comité national australien des grands barrages (CNAGB), (les difficultés géologiques et géotechniques sont compliquées, et que le risque en aval est élevé) et vue l'importance du présent ouvrage, ainsi que la crue 1000 ans est la plus recommandée dans de cas pareils.

Tableau.I.25: Crue de projet recommandée

Catégorie des dommages	Crue de projet recommandé
Elevés : - perte de vie - dommages considérables	1/100000 à 1/10000
Importants : - pas de pertes de vies - dommages importants	1/10000 à 1/1000
Faibles : - pas de perte de vies - dommages légers	1/1000 à 1/100

Alors nous optons pour une crue de projet de probabilité de 0,1% (T = 1000 ans) :

$$Q_{0.1\%} = 1125.14 \text{ m}^3/\text{s}.$$

L'hydrogramme de la crue de projet ($Q_{0.1\%}$) est donné dans la figure N°II.14

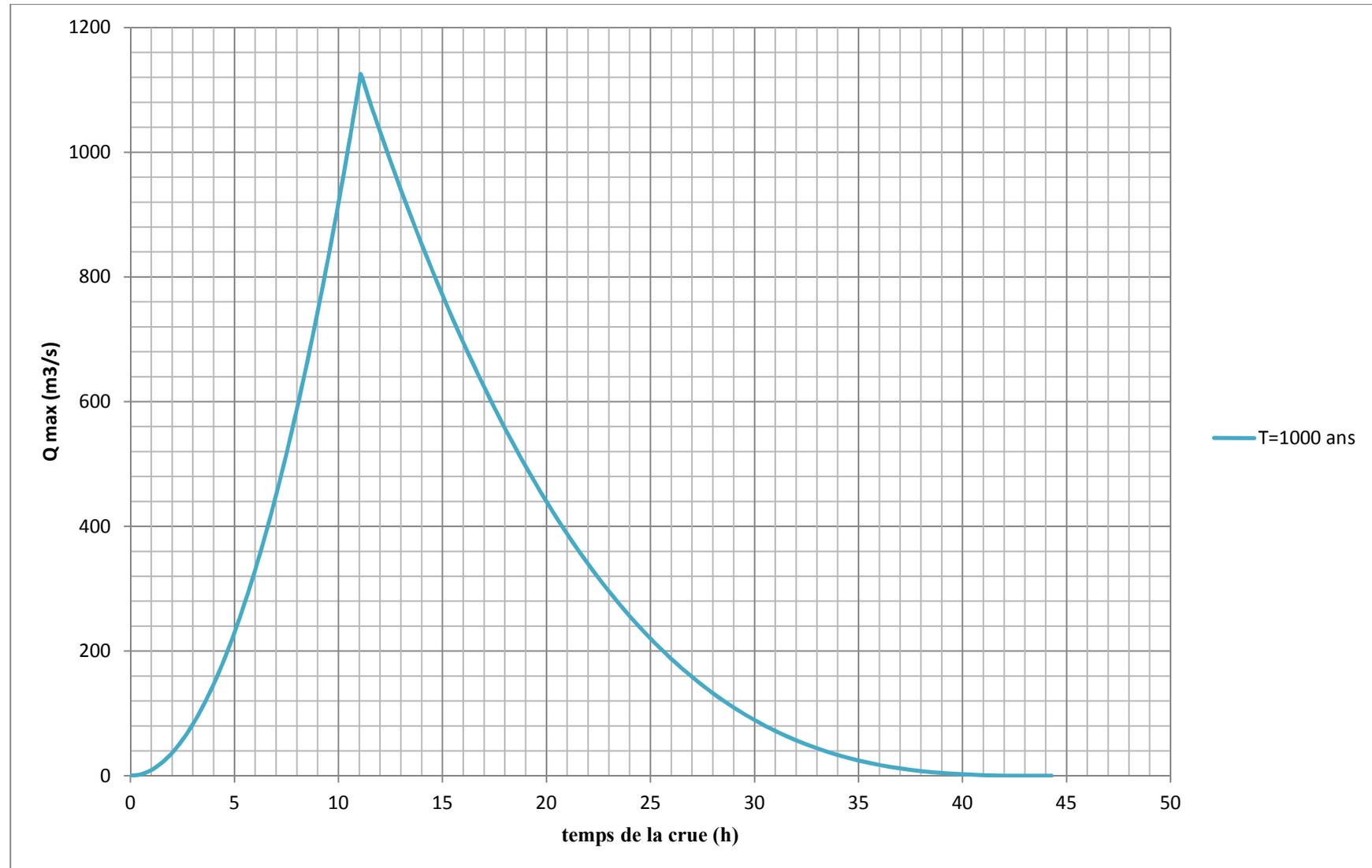


Figure. I.16 :L'Hydrogramme de la crue de projet a une période de retour 1000 ans

I.5. Régularisation :

L'étude de régularisation d'un barrage sur l'Oued M'Zi a pour objectif la détermination du volume de la réserve utile ainsi le niveau correspondant.

Différents types de régularisation sont utilisés :

- ✓ La régularisation saisonnière.
- ✓ La régularisation interannuelle.

-La régularisation saisonnière est effectuée lorsque les apports sont supérieurs à la demande.

-La régularisation interannuelle sera effectuée lorsque les apports sont inférieurs à la consommation, On stocke les eaux des saisons humides pour les restituer au cours des saisons sèches.

Les paramètres générant le calcul de la régularisation sont :

- ✓ L'apport ($A_{80\%}$ en M m³).
- ✓ La consommation totale (M m³).
- ✓ Les infiltrations et l'évaporation.
- ✓ Les courbes caractéristiques de la retenue.

I.5.1. Répartition mensuel de l'apport 80% :

Le débit régularisé sera utilisé pour l'irrigation de la vallée en aval et aussi pour l'AEP des villages avoisinants.

Les apports propre du oued M'Zi au site de Seklafa seront renforcées par un volume d'eau de 4,3 Mm³ par année dérivée à partir du barrage chergui.

Tableau.I.26: Répartition mensuelle de l'apport 80%

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Année
A transfert (hm³)	1.08	0.53	0.58	0.11	0.15	0.61	0.32	0.12	0.26	0.21	0.23	0.1	4.3
A Oued M'zi(hm³)	0.75	0.95	0.63	0.45	0.57	0.47	1.01	0.72	0.61	0.60	0.26	0.43	7.45
A total Seklafa (hm³)	1.83	1.48	1.21	0.56	0.72	1.08	1.33	0.84	0.87	0.81	0.49	0.53	11.75

I.5.2 Répartition mensuel des besoins :

Tableau.I.27: Répartition mensuelle des besoins en eau

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Année
Besoin (%)	7.1	4.7	4.5	2.9	3.0	4.1	8.8	10.5	11.7	15.6	17.6	9.5	100
Besoin(Mm ³)	0.71	0.47	0.45	0.29	0.3	0.41	0.88	1.05	1.17	1.56	1.76	0.95	20.00

Source : ANBT

I.5.3 Courbes «Hauteurs-Capacités-Surfaces» :

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

$$\Delta V = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \Delta H \dots\dots\dots (I.50)$$

Avec : S_i: surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_i (m²).

S_{i+1}: surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_{i+1}(m²).

ΔH: différence d'altitude entre les deux courbes de niveaux successives.

ΔV: volume élémentaire compris entre deux courbes de niveaux successives(Mm³).

Tableau.I.28 : Caractéristiques topographiques de la retenue

cote (m)	H (m)	S (Km ²)	Smoy (Km ²)	Δ H (m)	Δ V (Mm ³)	V (Mm ³)
994	0	0	0,0275	6	0,165	0
1000	6	0,055				0,165
1005	11	0,137	0,096	5	0,48	0,645
1010	16	0,363	0,25	5	1,25	1,895
1015	21	0,813	0,588	5	2.94	4,835
1020	26	1,455	1,134	5	5.67	10,505
1025	31	2,478	1,967	5	9.835	20,34
1030	36	3,741	3,109	5	15,545	35,885
1035	41	5,24	4,491	5	22.455	58,34
1040	46	7,217	6,228	5	31.44	89,78

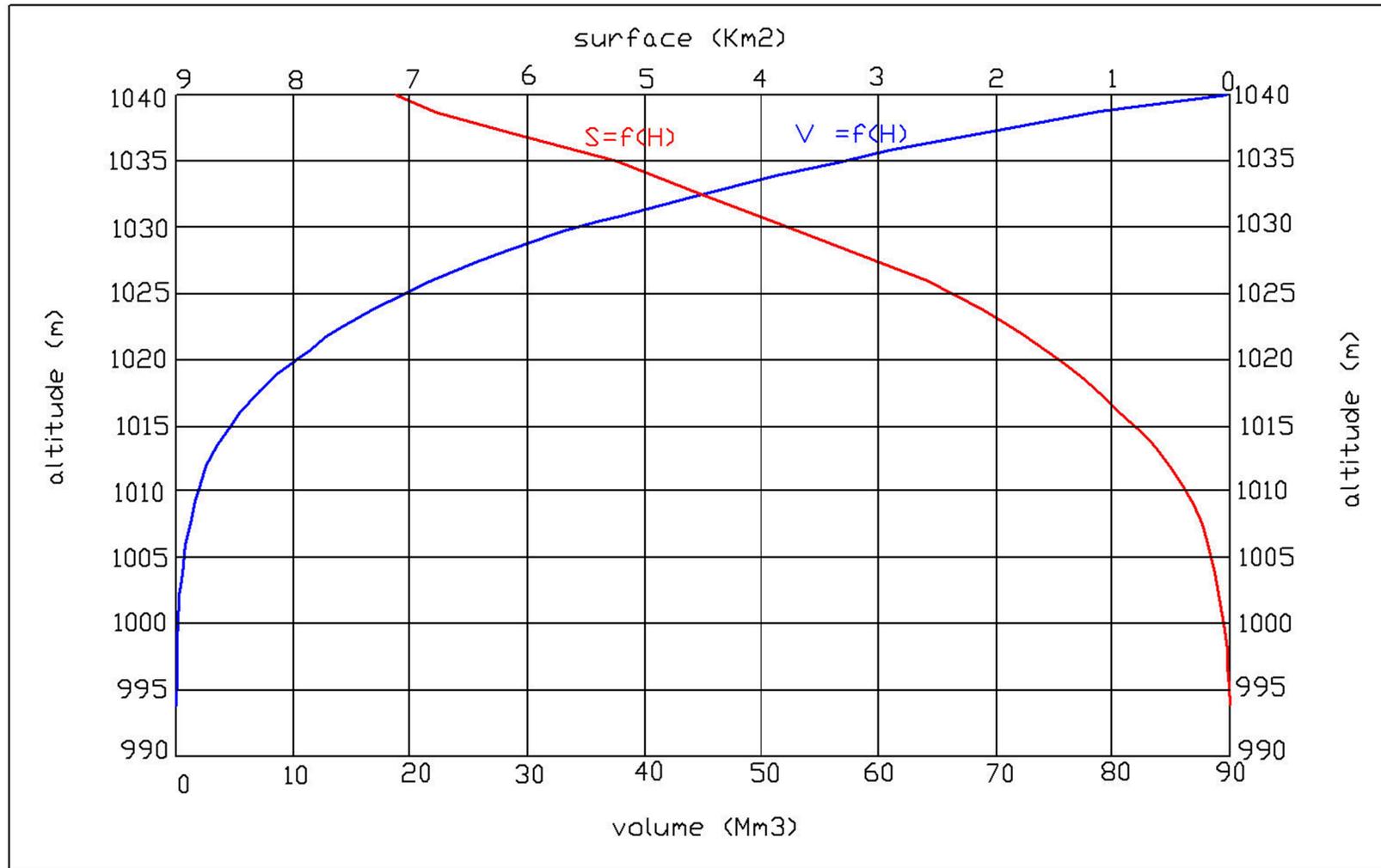


Figure. I.18 : Capacités-Surfaces-Hauteur

I.5.4 Calcul du volume utile :

Pour calculer le volume utile du barrage on a besoin de :

- ✓ L'apport annuel A80%.
- ✓ La consommation totale.
- ✓ Le volume mort de la retenue.

Le calcul de la régularisation est effectué en utilisant "la méthode du bilan d'eau".

- Procédé de calcul:

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

La période à bonne hydraulicité est celle du mois d'Novembre jusqu'au mois d'Octobre.

Les calculs se font comme suit :

$$V_{rf} = V_{ri} + (W-U) \dots\dots\dots (I.51)$$

Avec : V_{rf} : Volume de remplissage final.

V_{ri} : Volume de remplissage initial.

S : Volume excédentaire à évacuer.

I.5.4.1. Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes :

La capacité utile détermine le niveau de remplissage possible de la retenue dans les conditions normale d'exploitation c'est-à-dire la cote au niveau normale de la retenue NNR

L'alternance de la période de remplissage ou de restitution s'appelle temps de fonctionnement, à ce dernier s'ajoutent les consignes d'exploitation qui sont au nombre de deux :

✓ 1^{ère} Consigne d'exploitation :

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

- On fixe le niveau de remplissage initial et on détermine le remplissage final pour chaque mois en tenant compte du NNR et du niveau du volume mort NVM que l'en doit pas dépasser.

✓ 2^{ème} Consigne d'exploitation :

Cette consigne consiste à faire évacuer les eaux excédentaires à travers l'évacuateur de surface. Remplir et ensuite restituer au consommateur

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau.I.29:Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm³)

Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes									
Mois	W (Mm3)	U (Mm3)	W-U (Mm3)	1ere consigne			2eme consigne		
				VrfM(m3)	Vri (Mm3)	S (Mm3)	Vrf (Mm3)	Vri (Mm3)	S (Mm3)
					10,46		10,46	10,46	
Septembre	1,83	0,71	1,12	11,58	11,58		9,34	10,46	1,12
Octobre	1,48	0,47	1,01	12,59	12,59		9,83	10,46	0,63
Novembre	1,21	0,45	0,76	13,35	13,35		10,84	10,84	
Décembre	0,56	0,29	0,27	13,62	13,41	0,21	11,6	11,6	
Janvier	0,72	0,3	0,42	13,83	13,41	0,42	11,87	11,87	
Février	1,08	0,41	0,67	14,08	13,41	0,67	12,29	12,29	
Mars	1,33	0,88	0,45	13,86	13,41	0,45	12,96	12,96	
Avril	0,84	1,05	-0,21	13,2	13,2		13,41	13,41	
Mai	0,87	1,17	-0,3	12,9	12,9		13,2	13,2	
Juin	0,81	1,56	-0,75	12,15	12,15		12,9	12,9	
Juillet	0,49	1,76	-1,27	10,88	10,88		12,15	12,15	
Août	0,53	0,95	-0,42	10,46	10,46		10,88	10,88	
Total	11,75	10	1,75			1,75	10,46	10,46	1,75

Du tableau (I.29) on a: $V_s = 4.07 \text{ Mm}^3$

$$V_d = 2.95 \text{ Mm}^3.$$

La retenue fonctionne à un seul temps : $V_s > V_d$ alors $V_u = V_d$

$$V_u = 2.95 \text{ Mm}^3$$

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

$$V_{\text{NNR}} = 13.41 \text{ Mm}^3$$

I.5.4.2. Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes :

Les pertes dans la retenue sont à deux sortes :

- ✓ Pertes par évaporation.
- ✓ Pertes par infiltration

A. Pertes par évaporation :

Le volume mensuel des pertes par évaporation est donné par :

$$V_{ep} = E_s \times S_{\text{moy}} \dots \dots \dots (I.52)$$

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

E_s : Evaporation mensuelle (m).

S_{moy} : Surface du plan d'eau correspond au volume moyen (V_{moy}).

V_{moy} : volume moyen

$$V_{\text{moy}} = \frac{V_{rf,i} + V_{rf,i+1}}{2} \dots \dots \dots (I.53)$$

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

B. Pertes par infiltration :

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{inf} = \frac{\delta}{100} V_{\text{moy}} \dots \dots \dots (I.54)$$

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

δ : Coefficient dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette (tableau I.30).

Tableau.I.30 : Coefficient δ en fonction des conditions hydrogéologiques

Conditions hydrogéologiques	Hauteurs d'infiltration pendant 1 an (cm)	% du volume moyen (δ)	
		Année	Mois
Sol à faible perméabilité	0 à 50	5 à 10	0,5 à 1
Sol à perméabilité moyenne	50 à 100	10 à 20	1 à 1,5
Sol à forte perméabilité	100 à 200	20 à 40	1,5 à 3

Le calcul des pertes est représenté dans le tableau suivant :

Tableau I.31: Les volumes des pertes dans la retenue

Pertes par évaporation et infiltration (1ère approximation)						
Mois	V _{moy} (Mm3)	S _{moy} (km2)	E _{vp} (m)	V _{evp} (Mm3)	V _{inf} (Mm3)	Π (Mm3)
Septembre	10,995	1,689	0,155	0,262	0,055	0,317
Octobre	12,035	1,800	0,107	0,193	0,060	0,253
Novembre	12,920	1,892	0,055	0,104	0,065	0,169
Décembre	13,355	1,936	0,037	0,072	0,067	0,138
Janvier	13,410	1,942	0,036	0,070	0,067	0,137
Février	13,410	1,942	0,031	0,060	0,067	0,127
Mars	13,410	1,942	0,078	0,151	0,067	0,219
Avril	13,305	1,931	0,107	0,207	0,067	0,273
Mai	13,050	1,905	0,188	0,358	0,065	0,423
Juin	12,525	1,851	0,214	0,396	0,063	0,459
Juillet	11,515	1,745	0,259	0,452	0,058	0,510
Août	10,670	1,654	0,233	0,385	0,053	0,439
Total	150,600	22,228	1,500	2,710	0,753	3,463

Commentaire :

Consommation(U) +pertes totales (Π) =consommations totales (U')

On remarque que les consommations totales sont supérieurs à l'apport donc on ne peut pas faire la régularisation saisonnières.

La capacité du barrage au niveau normale est calculée dans la régularisation interannuelle.

I.5.4.3. Régularisation interannuelle :

La régularisation interannuelle a pour but de satisfaire la consommation durant plusieurs années. Pour le calcul du volume utile, on opte pour la méthode de KRISTEKLY MENKEL.

Le volume utile dans le cas d'une régularisation interannuelle est égal :

$$V_{uint} = V_s + V_{int} = (\beta_s + \beta_{plur}) \times W_0 \dots \dots \dots (I.55)$$

Avec : β_s : Composante saisonnière du volume utile.

β_{plur} : Composante pluriannuelle du volume utile.

W_0 : Apport moyen interannuel.

1- calcul de la composante saisonnière β_s :

$$\beta_s = \alpha (T_{\text{ét}} - W_{\text{ét}}) \dots\dots\dots (I.56)$$

Ou : $T_{\text{ét}} = \frac{N_{\text{ét}}}{12}$ et $W_{\text{ét}} = \frac{\sum_1^{N_{\text{ét}}} W_i}{\sum_1^{12} W_i}$

Avec : $T_{\text{ét}}$: durée relative de l'étiage au cours de l'année.

$N_{\text{ét}}$: nombre de mois de l'étiage dans une année.

$W_{\text{ét}}$: volume relative de l'écoulement pendant l'étiage

α : Coefficient de régularisation ($\alpha=0.8 - 0.9$)

Tableau.I.32: La répartition mensuelle des apports et des débits

Mois	W(%)	W(Mm ³)	Q(m ³ /s)
Sep	15.57	1.83	0.706
Oct	12.6	1.48	0.533
Nov	10.3	1.21	0.467
Déc	4.77	0.56	0.209
Jan	6.13	0.72	0.269
Fév	9.19	1.08	0.403
Mar	11.32	1.33	0.497
Avr	7.15	0.84	0.324
Mai	7.40	0.87	0.325
Jun	6.89	0.81	0.312
Jul	4.17	0.49	0.183
Aou	4.51	0.53	0.198
Année	100	11.75	0.373

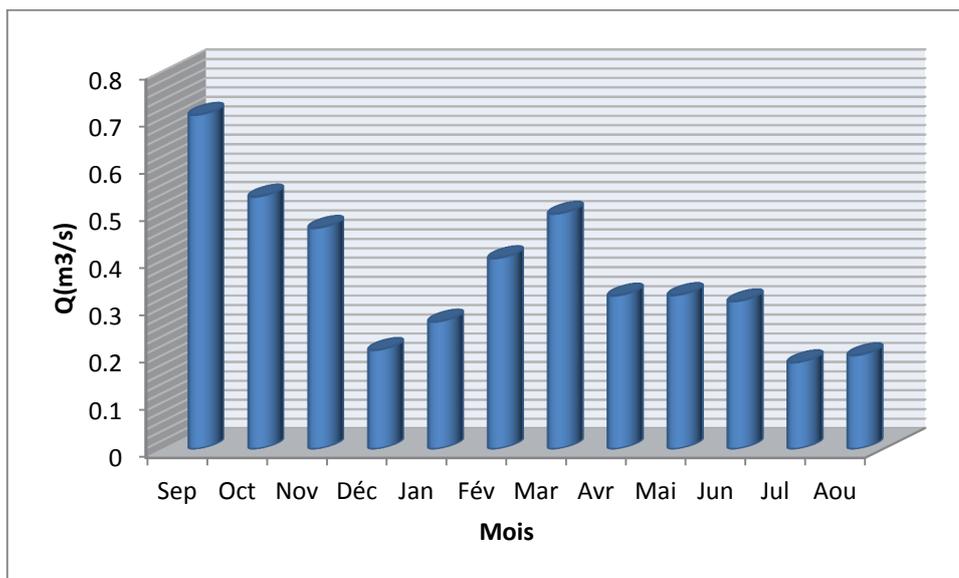


Figure.I.19 : Répartition mensuelle des débits moyens

On a: $N_{\text{ét}}=7$ et $\sum_1^N \text{ét} W_i = 4.82$

$$AN : T_{\text{ét}}=0.583 ; W_{\text{ét}}=0.41 \qquad \beta_s=0.156$$

Le volume saisonnière est $V_s=\beta_s*W_0$ **$V_s=1.83\text{Mm}^3$**

2- calcul de la composante interannuelle β_{plur} :

$$\beta_{i n \text{ ét}} = \max(\alpha - K_p \%^{(n)}) n = \max[\alpha - (F_p \% C_v^{(n)} + 1) n \dots \dots \dots (I.57)$$

Avec : α : coefficient de régularisation.

$K_{p\%}$: coefficient de l'hydraulicité.

$F_{p\%}$: probabilité en fonction de $P_{\%}$ et C_s .

C_v : coefficient de variation de la série des débits annuels.

$$C_v^{(n)} = \frac{C_v}{\sqrt{n}}, \quad C_s^{(n)} = \frac{C_s}{\sqrt{n}} \dots \dots \dots (I.58)$$

D'après le tableau de calcul dans l'annexe I, on trouve $\beta_{\text{int}}=1.494$ pour $\alpha=0.9$

Donc le volume utile interannuel est : $V_{\text{uint}}=(\beta_s + \beta_{\text{plur}}) \times W_0$

$$V_{\text{uint}}= 19.39 \text{ Mm}^3$$

La capacité du barrage au niveau normal de la retenue est: $V_{\text{NNR}} = V_m + V_{\text{uint}}$

$$V_{\text{NNR}}=10.46 + 19.39 =29.85 \text{ Mm}^3$$

$$V_{\text{NNR}}=29.85 \text{ Mm}^3$$

Conclusion :

Dans cette partie on a déterminé les différents paramètres hydrologiques : la cote du niveau mort, la cote du niveau normale de la retenue, le volume mort, le volume utile, le volume normale de la retenue

Tableau.I.33: Les différents paramètres hydrologiques

NVM (m)	1020.72
NNR (m)	1028.78
Volume mort (Mm ³)	10.46
Volume utile (Mm ³)	19.39
Volume normale de la retenue (Mm ³)	29.85 Mm³

Ces résultats nous aident pour la détermination de la hauteur de barrage en ajoutant la hauteur réservé pour le volume forcée et une revanche de sécurité. Ils permettent aussi de calculer la ligne d'eau dans l'évacuateur de crues après le calcul de laminage.

CHAPITRE II :
LAMINAGE DES CRUES

CHAPITRE II : LAMINAGE DES CRUES

II.1. Généralités :

L'étude de laminage consiste à déterminer la cote maximale atteinte par le plan d'eau pendant la crue (NVF), la charge maximale sur le déversoir et le débit déversant maximum. Le calcul de laminage permet de réduire les dimensions et le coût de l'ouvrage d'évacuation sans affecter la sécurité globale de l'aménagement, Ce type de calcul optimise la capacité de stockage momentanée de la retenue et le débit progressif des déversements en fonction de l'apport entrant de la crue, cette relation peut être formulée comme suite :

$$Q \cdot dt = q \cdot dt + S \cdot dh \dots \dots \dots (II.01)$$

Avec : Q: le débit entrant de la crue.

q : le débit déverse par l'évacuateur de crue (débit laminé).

S : la surface du plan d'eau de la cuvette. Le débit cumulé à l'instant -t- est :

$$Q - q = S \frac{dh}{dt} \dots \dots \dots (II.02)$$

Avec: h/dt La vitesse de remplissage ou de montée de la retenue.

II.2. Laminage des crues par la méthode de KOTCHERINE:

La méthode de KOTCHERINE est un procédé grapho-analytique qui se base sur les principes suivants:

- 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 normale de la retenue (NNR).
- Les pertes par infiltration et évaporation sont considérées comme nulles au moment de la crue.

Dans notre cas, on a un hydrogramme de crue de forme triangulaire, le débit laminé est :

$$q_{l \text{ a m}} = Q_{\%} \left(1 - \frac{V_f}{V_c}\right) \dots \dots \dots (II.03)$$

$$V_c = 0.5 Q_{m \text{ a x P } \%} T \dots \dots \dots (II.04)$$

Le débit de crues transitant par l'évacuateur de crue se calcule alors par la formule :

$$q_{m \text{ a x P } \%} = m \cdot b \sqrt{2g} h_d^{3/2} \dots \dots \dots (II.05)$$

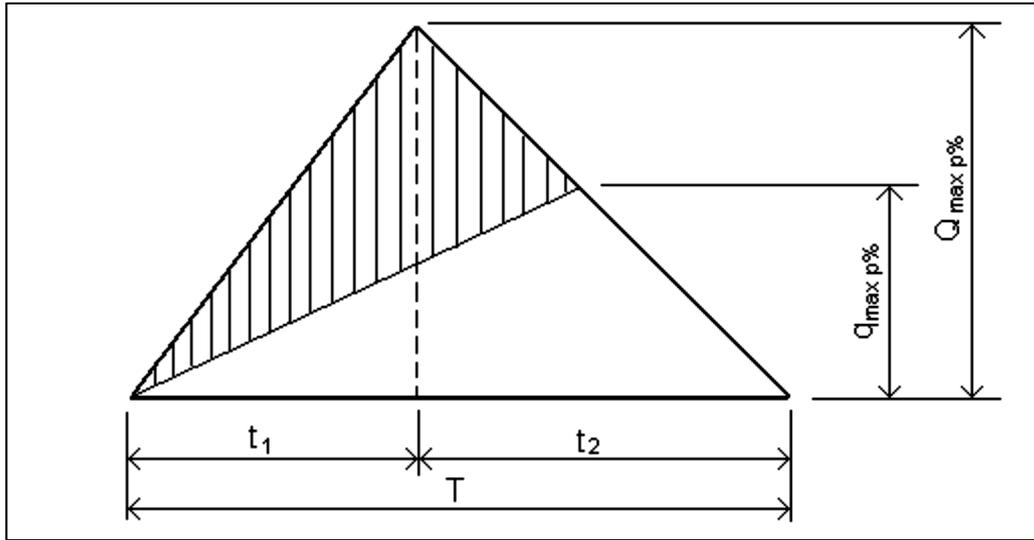


Figure.II.1: Hydrogramme de crue de forme triangulaire

Avec : $Q_{\%,\max}$: débit de la crue.

$$Q_{\%,\max} = 1125.14 \text{ m}^3/\text{s}$$

V_c : volume de la crue.

$$V_c = 89.68 \text{ Mm}^3$$

V_f : volume forcé correspond à la charge déversante.

m : coefficient de débit dépend de la forme de déversoir.

$$m = 0.49$$

g : accélération de la pesanteur.

$$g = 9.81 \text{ m}^2/\text{s}$$

b : largeur de déversoir.

h_d : charge sur le déversoir.

Le procédé de calcul consiste à :

- Se donner différentes valeurs des lames d'eau h_d
- Définir la cote $NPHE = NNR + h_d$
- A l'aide de la courbe capacité-hauteur, déterminer le volume V_{NPHE} .
- Définir le volume en charge pour chaque lame tel que : $V_f = V_{PHE} - V_{NNR}$.
- Définir le volume de la crue pour l'hydrogramme de crue ayant une forme triangulaire.
- Déterminer le débit de crues à évacuer correspondant à chaque lame h_d .
- Construire le graphe $h_d = f(q_{\max,p\%})$.
- Définir les débits véhiculés à travers le déversoir pour chaque lame h_d en se donnant différentes largeurs de déversoir b .
- Construire les courbes relation capacité d'évacuation du déversoir $q_{\max} = q_{\max}(b, h_d)$.
- L'intersection de la courbe $q_{\max} = q_{\max}(h_d)$ avec les courbes $q_{\max} = q_{\max}(b, h_d)$, donne les valeurs inconnues suivantes : q_{\max} et h_d relatives à chaque largeur de déversoir b .

Les résultats sont résumés dans le tableau.II.2.et la mise en graphe est en figure.II.3 et figure.II.4.

Tableau.II.1: Calcul du débit déversant pour différentes valeurs de h_d et de b

Calcul du débit déversant pour différentes valeurs de H_d (Méthode de KOTCHERINE)													
Hd (m)	PHE (m)	VPHE (Mm3)	Vf (Mm3)	$q_{max,p\%} = Q_{max,p\%} (1 - \frac{Vf}{V_{cr}})$	$q_{max,p\%} = m.b\sqrt{2g} \cdot h_d^{3/2}$ (m3/s)								
					b (m)								
					30	35	40	45	50	55	60	65	70
0,0	1028,780	29,850	0,000	1125,140	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
2,0	1030,780	37,106	7,256	1034,103	184,167	214,862	245,055	276,251	306,945	337,640	368,334	399,029	429,723
2,2	1030,980	37,892	8,042	1024,246	212,472	247,884	283,295	318,707	354,119	389,531	424,943	460,355	495,767
2,4	1031,180	38,689	8,839	1014,243	242,094	282,443	322,792	363,141	403,490	443,839	484,188	524,537	564,886
2,6	1031,380	39,498	9,648	1004,093	272,978	318,474	363,970	409,466	454,963	500,459	545,955	591,451	636,948
2,8	1031,580	40,319	10,469	993,796	305,073	355,919	406,764	457,610	508,455	559,301	610,146	660,992	711,837
3,0	1031,780	41,152	11,302	983,349	338,336	394,726	451,115	507,505	563,894	620,283	676,673	733,062	789,452
3,2	1031,980	41,996	12,146	972,752	372,728	434,849	496,970	559,092	621,213	683,334	745,456	807,577	869,698
3,4	1032,180	42,853	13,003	962,004	408,211	476,247	544,282	612,317	680,352	748,388	816,423	884,458	952,493
3,6	1032,380	43,722	13,872	951,103	444,755	518,881	593,006	667,132	741,258	815,384	889,509	963,635	1037,761
3,8	1032,580	44,603	14,753	940,048	482,328	562,716	643,104	723,492	803,880	884,268	964,655	1045,043	1125,431
4,0	1032,780	45,496	15,646	928,838	520,903	607,720	694,537	781,354	868,172	954,989	1041,806	1128,623	1215,440
4,2	1032,980	46,402	16,552	917,471	560,455	653,864	747,273	840,683	934,092	1027,501	1120,910	1214,319	1307,728
4,4	1033,180	47,321	17,471	905,947	600,960	701,120	801,281	901,441	1001,601	1101,761	1201,921	1302,081	1402,241
4,6	1033,380	48,252	18,402	894,264	642,397	749,463	856,529	963,596	1070,662	1177,728	1284,794	1391,860	1498,927
4,8	1033,580	49,196	19,346	882,422	684,745	798,869	912,993	1027,117	1141,241	1255,365	1369,489	1483,614	1597,738
5,0	1033,780	50,153	20,303	870,418	727,984	849,315	970,645	1091,976	1213,307	1334,637	1455,968	1577,299	1698,629
5,2	1033,980	51,123	21,273	858,251	772,097	900,780	1029,463	1158,145	1286,828	1415,511	1544,194	1672,877	1801,560
5,4	1034,180	52,105	22,255	845,921	817,067	953,244	1089,422	1225,600	1361,778	1497,955	1634,133	1770,311	1906,489
5,6	1034,380	53,101	23,251	833,426	862,877	1006,690	1150,503	1294,315	1438,128	1581,941	1725,754	1869,567	2013,380
5,8	1034,580	54,110	24,260	820,765	909,513	1061,098	1212,684	1364,269	1515,855	1667,440	1819,026	1970,611	2122,197
6,0	1034,780	55,133	25,283	807,937	956,960	1116,453	1275,946	1435,440	1594,933	1754,426	1913,920	2073,413	2232,906

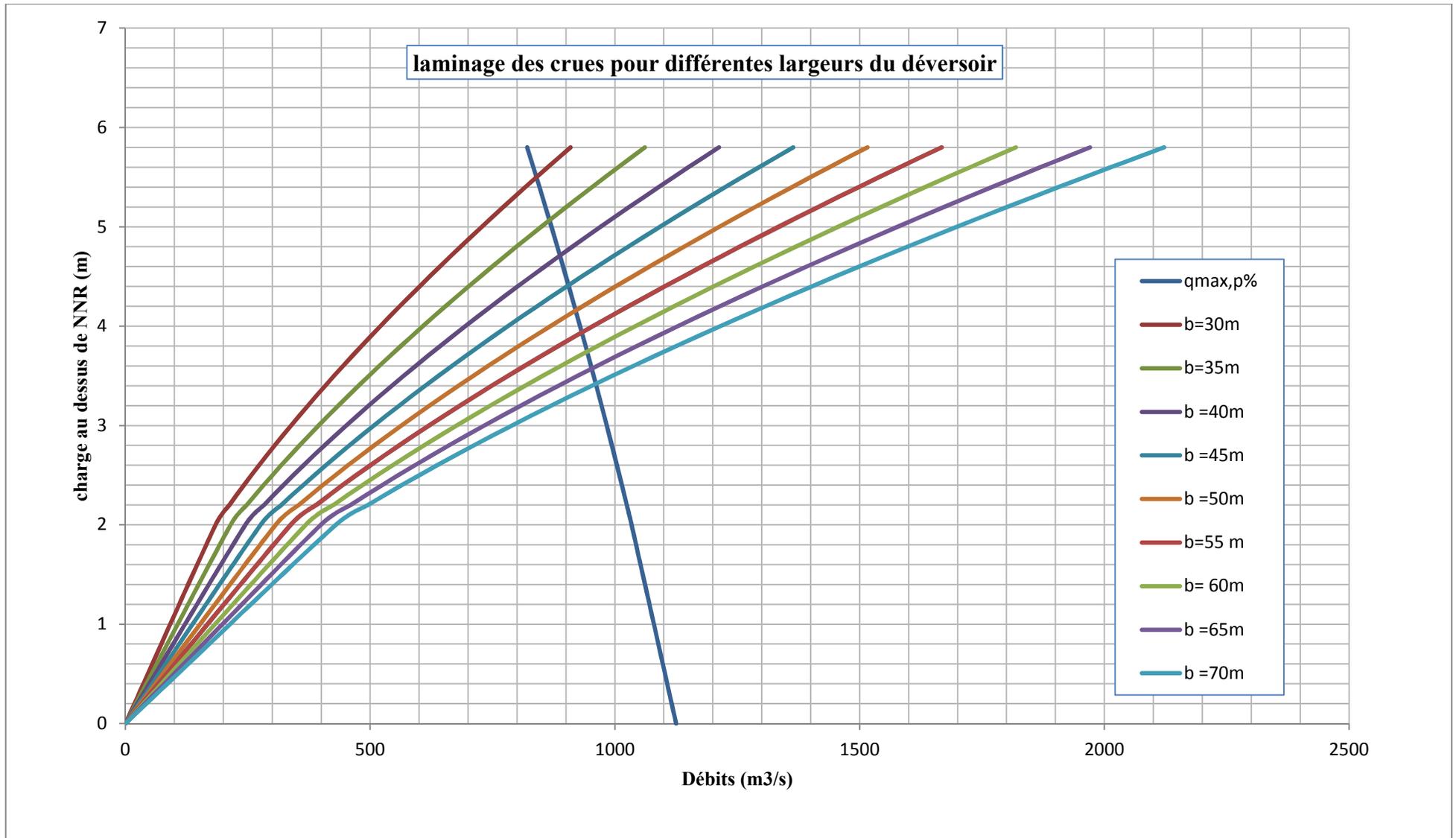


Figure.II.2 :Laminage des crues $h_d=f(q_{max,p\%})$



Figure.II.3 : Laminage des crues $V_f = f(q_{max, p\%})$

II.3. Laminage des crues par la méthode de HILDENBLAT:

Pour faire le laminage des crues par cette méthode, on doit avoir les données suivantes :

- Hydrogramme de crue fréquentiel : $Q_{P\%}=f(t)$.
- Courbe des volumes d'eau dans la retenue : $V=f(H)$.
- Courbe des variations d'eau dans la retenue au dessus du niveau normal de la retenue.

Le débit maximum déversé (q) peut être donné par la formule de Kotchérine améliorée par Sokolovsky pour les hydrogrammes à une pointe ou triangulaire :

$$q_{\max P\%} = 0.85 Q_{P\%} \left(1 - \frac{V_f}{V_{C P\%}}\right) \dots\dots\dots (II.06)$$

Avec : $V_{C P\%}$: Volume de la crue de probabilité $P\%$.

V_f : Volume déversant de sécurité ou volume forcé.

D'après l'hydrogramme de crue, le volume de la crue est égal la somme des produits de chaque débit Q par l'intervalle de temps:

$$AN : V_{C P\%} = 50.60 Mm^3$$

D'après Kotcherine, le volume forcé est donné par la formule :

$$V_f = (0,05 \div 0,2) V_{C P\%} \dots\dots\dots (II.07)$$

$$AN: V_f = 10.12 Mm^3$$

Le débit maximum déversé (q) est :

$$AN : q_{\max P\%} = 765.1 m^3/s$$

La largeur du déversoir de l'évacuateur de crue de surface est calculée par la formule suivante

$$q_{\max P\%} = m \cdot b \sqrt{2g} h_d^{3/2} \dots\dots\dots (II.08)$$

Avec : m : Coefficient de débit dépendant du type de déversoir

b : Largeur du déversoir

h_d : Charge sur le déversoir.

Connaissant la largeur (b), la courbe des débits déversant en fonction de la variation du volume d'eau au dessous du déversoir est calculée et tracée :

$$q = f(V + 1/2 q\Delta t)$$

- Laminage des crues pour un déversoir de largeur 35m :

Tableau.II.2: Volumes et débits déversants (b=35m)

cote (m)	hd (m)	q (m3/s)	1/2 q Δt (m3)	V(H) (m3)	V+1/2 q Δt (m3)
1028,78	0	0	0	29,85	29,85
1029,08	0,3	12,482	0,049	30,883	30,932
1029,38	0,6	35,305	0,096	31,923	32,019
1029,68	0,9	64,860	0,157	32,988	33,145
1029,98	1,2	99,858	0,215	34,078	34,293
1030,28	1,5	139,556	0,285	35,192	35,477
1030,58	1,8	183,451	0,357	36,332	36,689
1030,88	2,1	231,175	0,432	37,498	37,929
1031,18	2,4	282,442	0,509	38,689	39,198
1031,48	2,7	337,022	0,588	39,907	40,495
1031,78	3	394,725	0,670	41,152	41,822
1032,08	3,3	455,391	0,754	42,423	43,177
1032,38	3,6	518,880	0,841	43,722	44,563
1032,68	3,9	585,073	0,930	45,048	45,978
1032,98	4,2	653,864	1,017	46,402	47,420
1033,28	4,5	725,157	1,102	47,785	48,887
1033,44	4,7	765,099	1,118	48,552	49,669

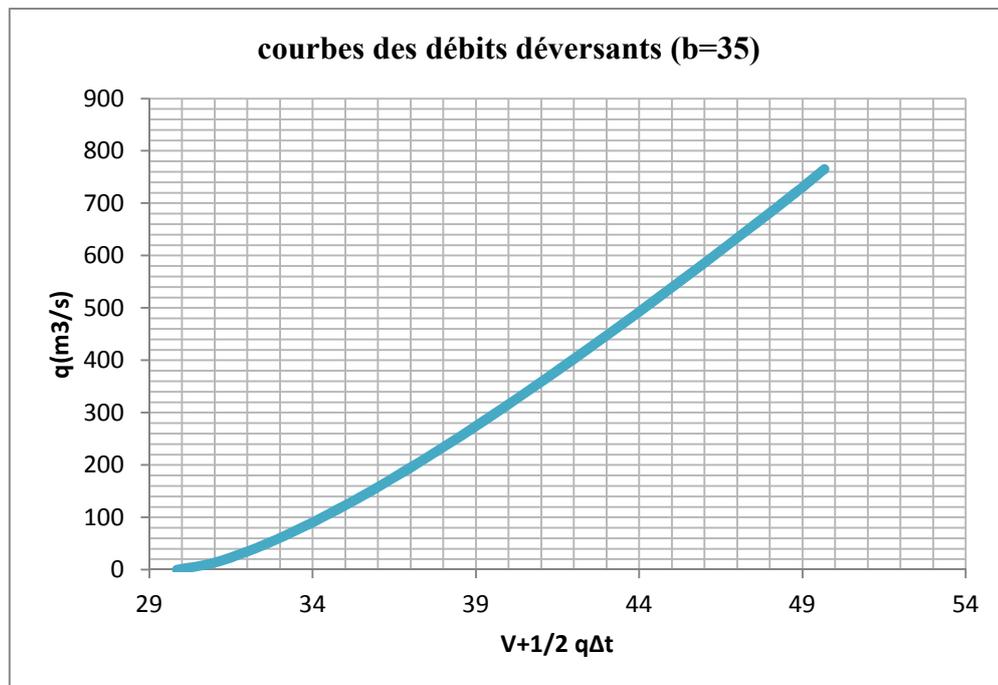


Figure. II.4 : Courbes des débits déversants (b=35m)

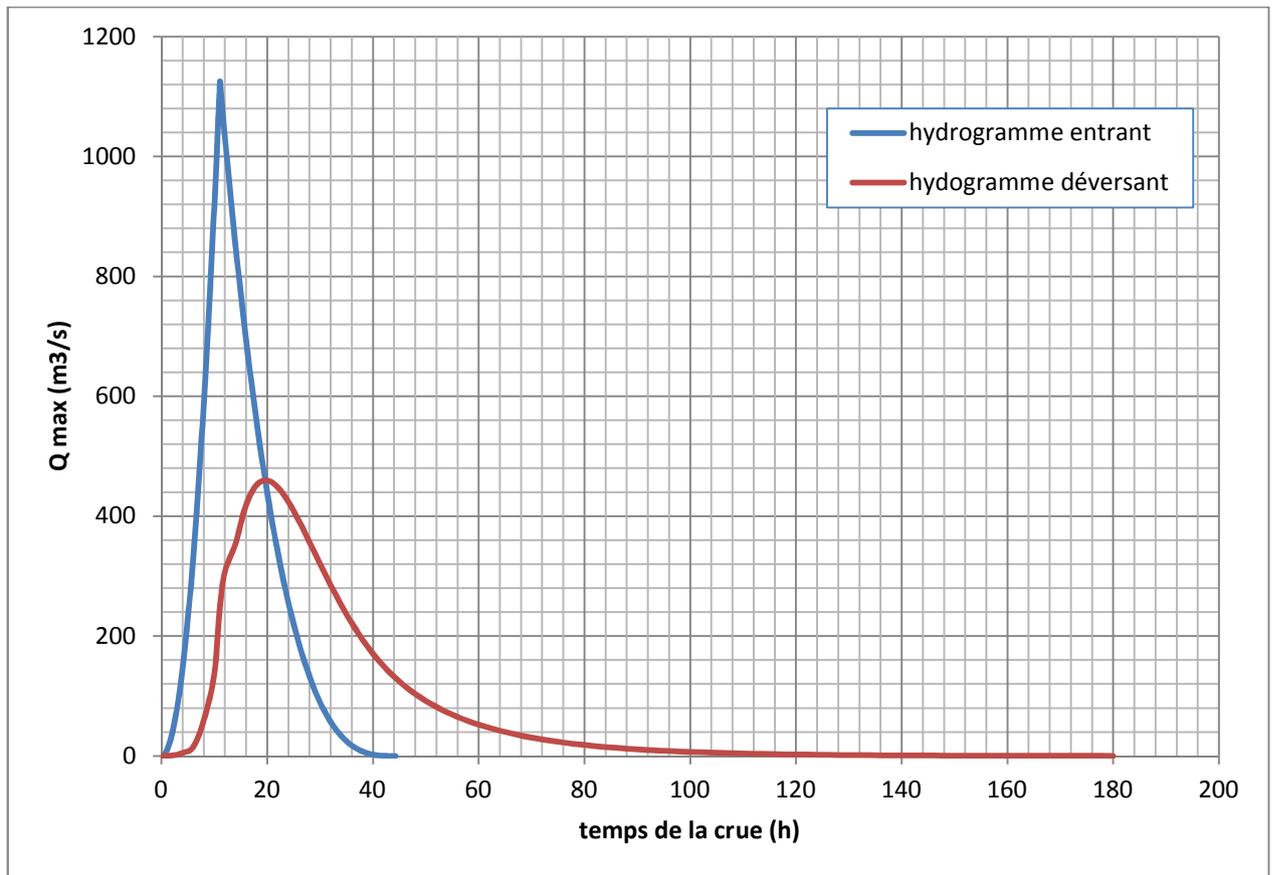


Figure. II.5: Hydrogrammes de débits entrant et sortant (b=35m)

- Laminage des crues pour un déversoir de largeur 40 m :

Tableau.II.3: Volumes et débits déversants (b=40m)

cote (m)	h_d (m)	q (m ³ /s)	$1/2 q \Delta t$ (m ³)	$V(H)$ (m ³)	$V+1/2 q \Delta t$ (m ³)
1028,78	0	0	0	29,85	29,85
1029,08	0,3	14,266	0,056	30,883	30,939
1029,38	0,6	40,349	0,109	31,923	32,033
1029,68	0,9	74,126	0,179	32,988	33,167
1029,98	1,2	114,124	0,246	34,078	34,324
1030,28	1,5	159,493	0,326	35,192	35,518
1030,58	1,8	209,659	0,408	36,332	36,740
1030,88	2,1	264,201	0,493	37,498	37,991
1031,18	2,4	322,792	0,581	38,689	39,271
1031,48	2,7	385,169	0,672	39,907	40,579
1031,78	3	451,115	0,766	41,152	41,917
1032,08	3,3	520,447	0,862	42,423	43,285
1032,38	3,6	593,006	0,961	43,722	44,683
1032,68	3,9	668,656	1,062	45,048	46,110
1032,98	4,2	747,273	1,163	46,402	47,565
1033,04	4,3	765,110	1,162	46,677	47,839

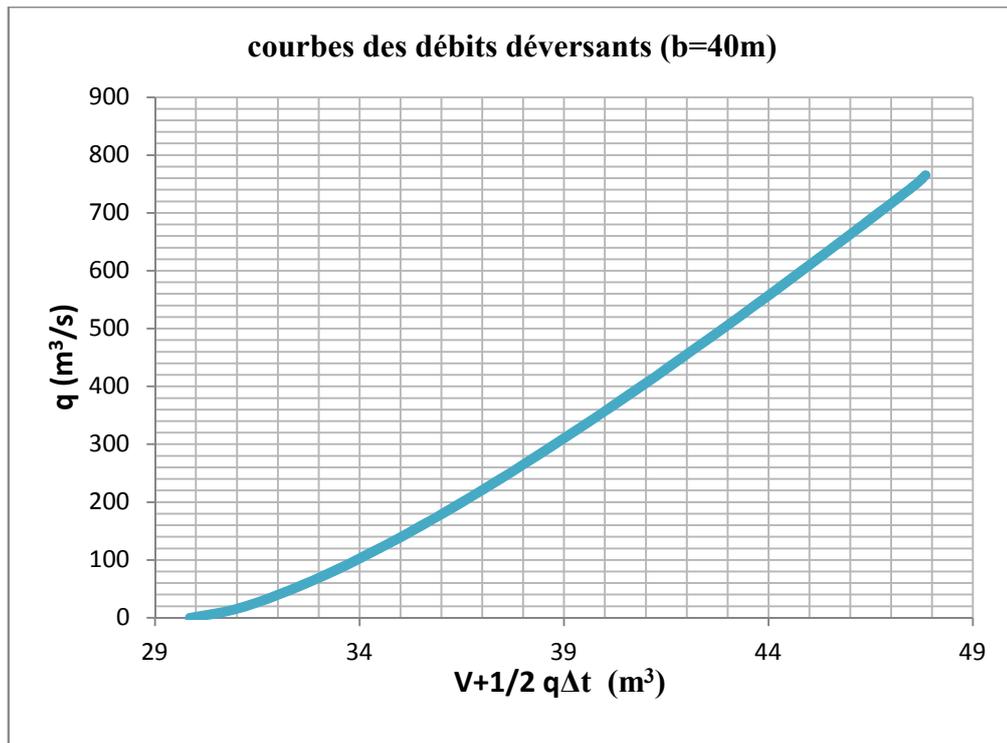


Figure. II.6 : Courbe des débits déversants (b=40m)

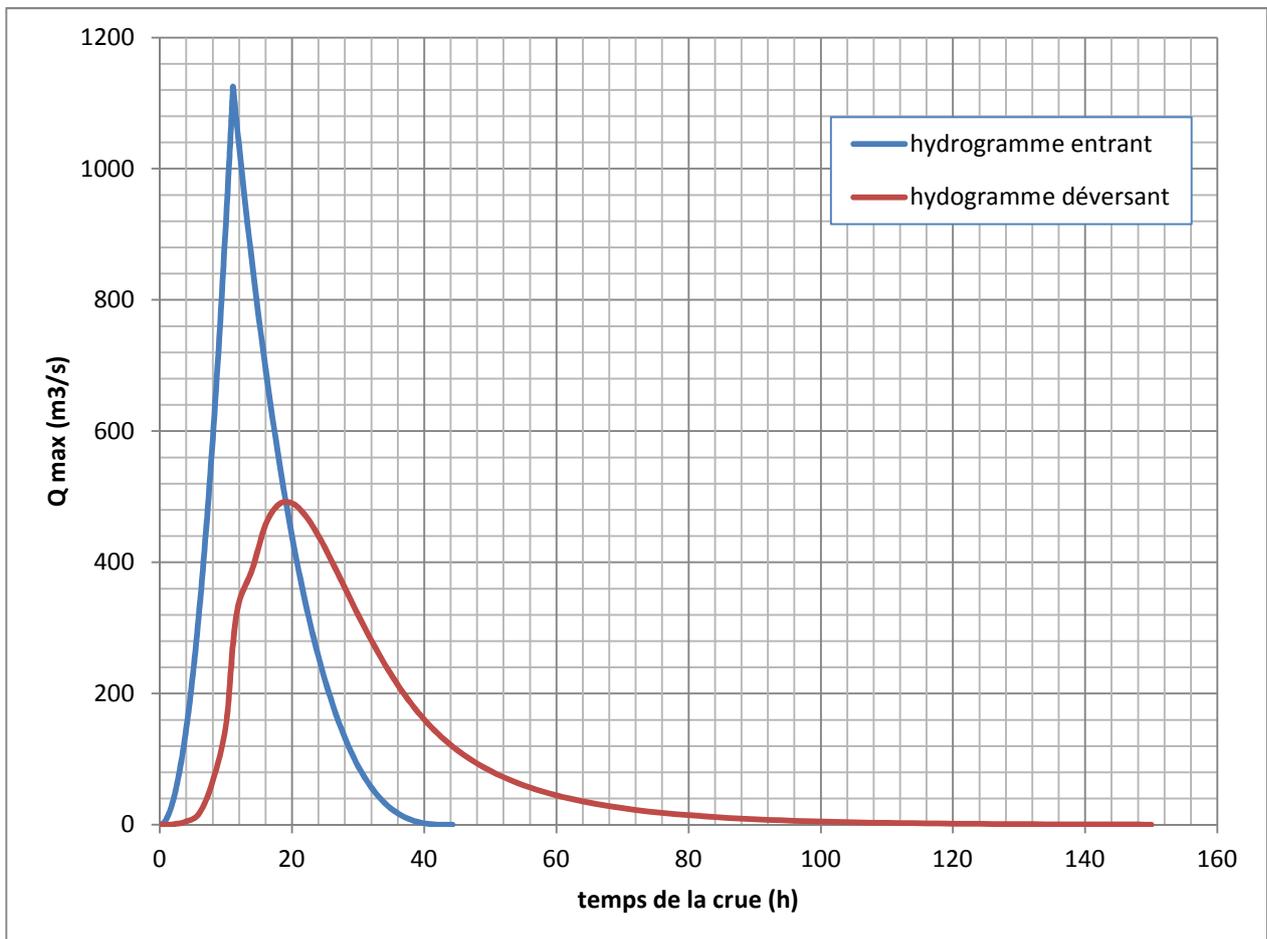


Figure. II.7: Hydrogrammes de débits entrant et sortant (b=40m)

- Laminage des crues pour un déversoir de largeur 45 m :

Tableau.II.4: Volumes et débits déversants (b=45m)

cote (m)	hd (m)	q (m ³ /s)	1/2 q Δt (m ³)	V(H) (m ³)	V+1/2 q Δt (m ³)
1028,78	0	0	0	29,85	29,85
1029,08	0,3	16,049	0,063	30,883	30,946
1029,38	0,6	45,393	0,123	31,923	32,046
1029,68	0,9	83,392	0,202	32,988	33,190
1029,98	1,2	128,390	0,277	34,078	34,355
1030,28	1,5	179,430	0,366	35,192	35,558
1030,58	1,8	235,867	0,459	36,332	36,791
1030,88	2,1	297,226	0,555	37,498	38,053
1031,18	2,4	363,141	0,654	38,689	39,343
1031,48	2,7	433,315	0,756	39,907	40,663
1031,78	3	507,505	0,862	41,152	42,013
1032,08	3,3	585,503	0,970	42,423	43,393
1032,38	3,6	667,132	1,081	43,722	44,803
1032,72	3,94	765,100	1,216	45,246	46,462

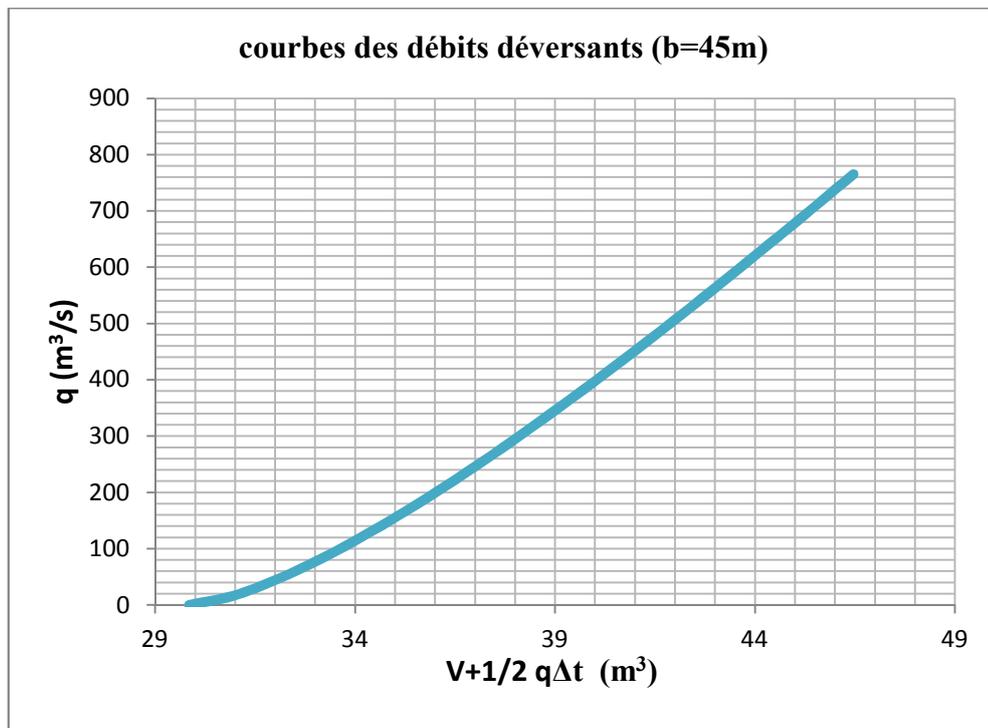


Figure. II.8 : Courbe des débits déversants (b=45m)

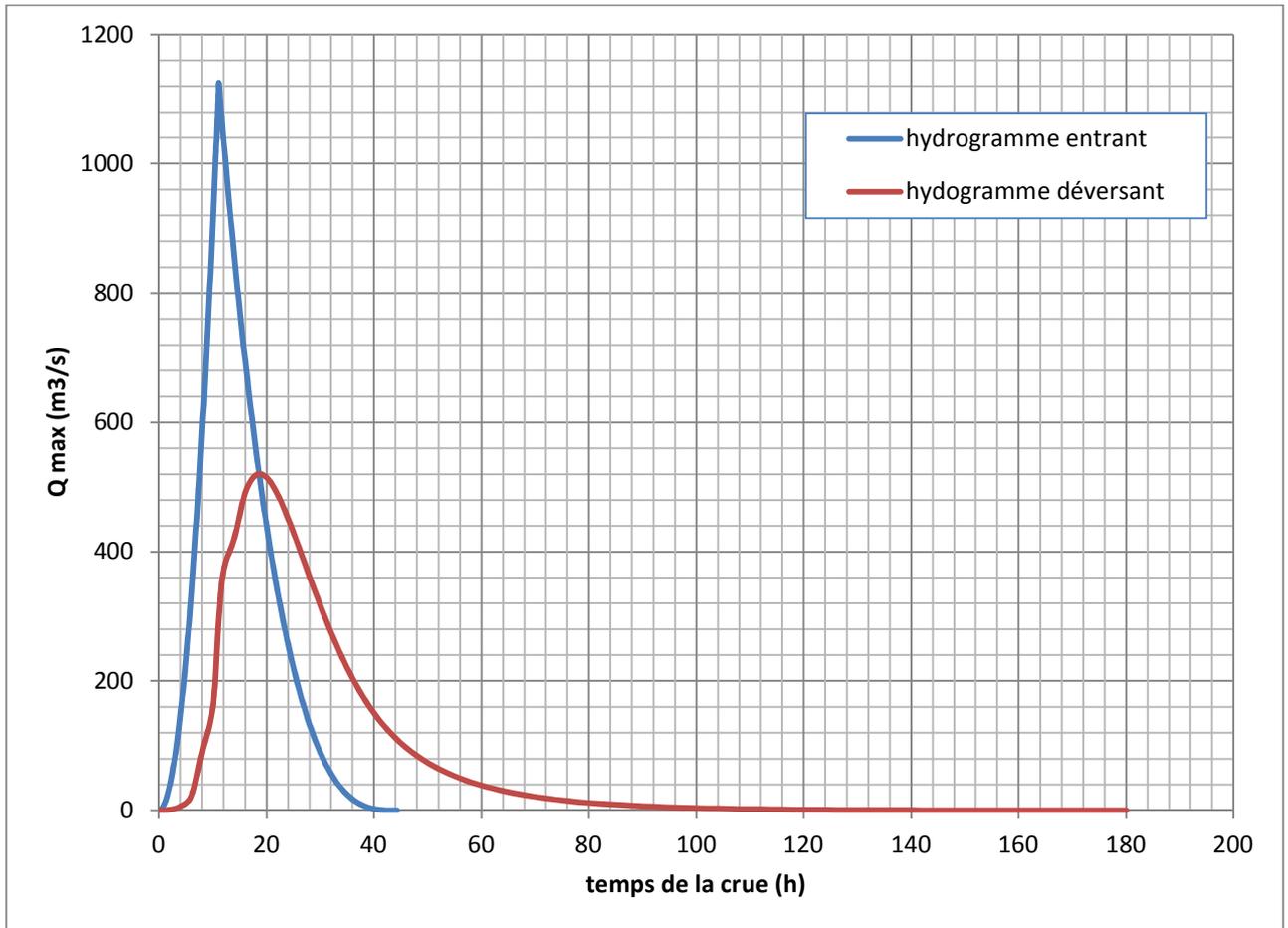


Figure. II.9 :Hydrogrammes de débits entrant et sortant (b=45m)

- Laminage des crues pour un déversoir de largeur 50 m :

Tableau.II.5: Volumes et débits déversants (b=50m)

cote (m)	hd (m)	q (m3/s)	1/2 q Δt (m3)	V(H) (m3)	V+1/2 q Δt (m3)
1028,78	0	0	0	29,85	29,85
1029,08	0,3	17,832	0,070	30,883	30,952
1029,38	0,6	50,436	0,137	31,923	32,060
1029,68	0,9	92,657	0,224	32,988	33,212
1029,98	1,2	142,655	0,308	34,078	34,385
1030,28	1,5	199,367	0,407	35,192	35,599
1030,58	1,8	262,074	0,510	36,332	36,842
1030,88	2,1	330,251	0,617	37,498	38,114
1031,18	2,4	403,490	0,727	38,689	39,416
1031,48	2,7	481,461	0,840	39,907	40,747
1031,78	3	563,894	0,957	41,152	42,109
1032,08	3,3	650,559	1,078	42,423	43,501
1032,46	3,68	765,104	1,240	44,059	45,299

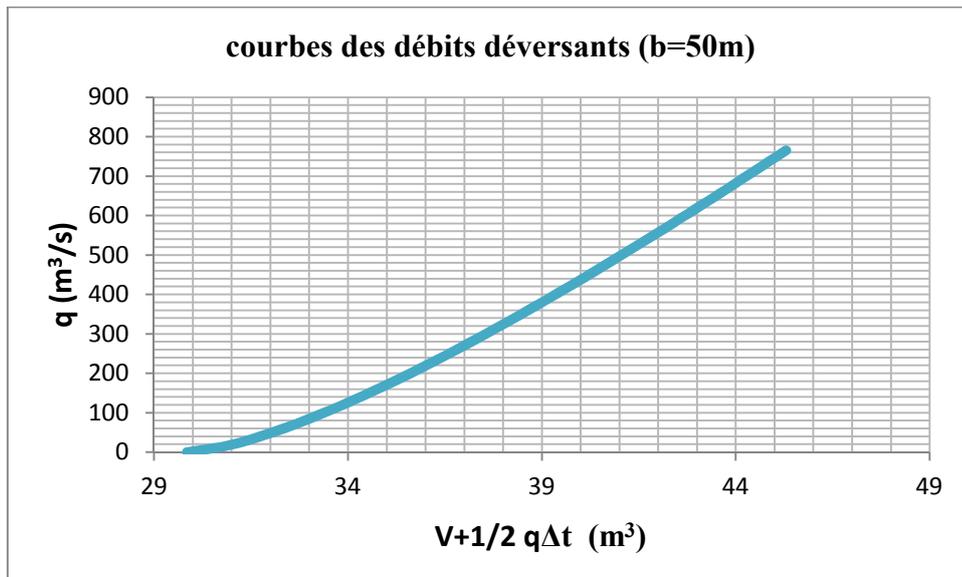


Figure.II.10: Courbe des débits déversants (b=50m)

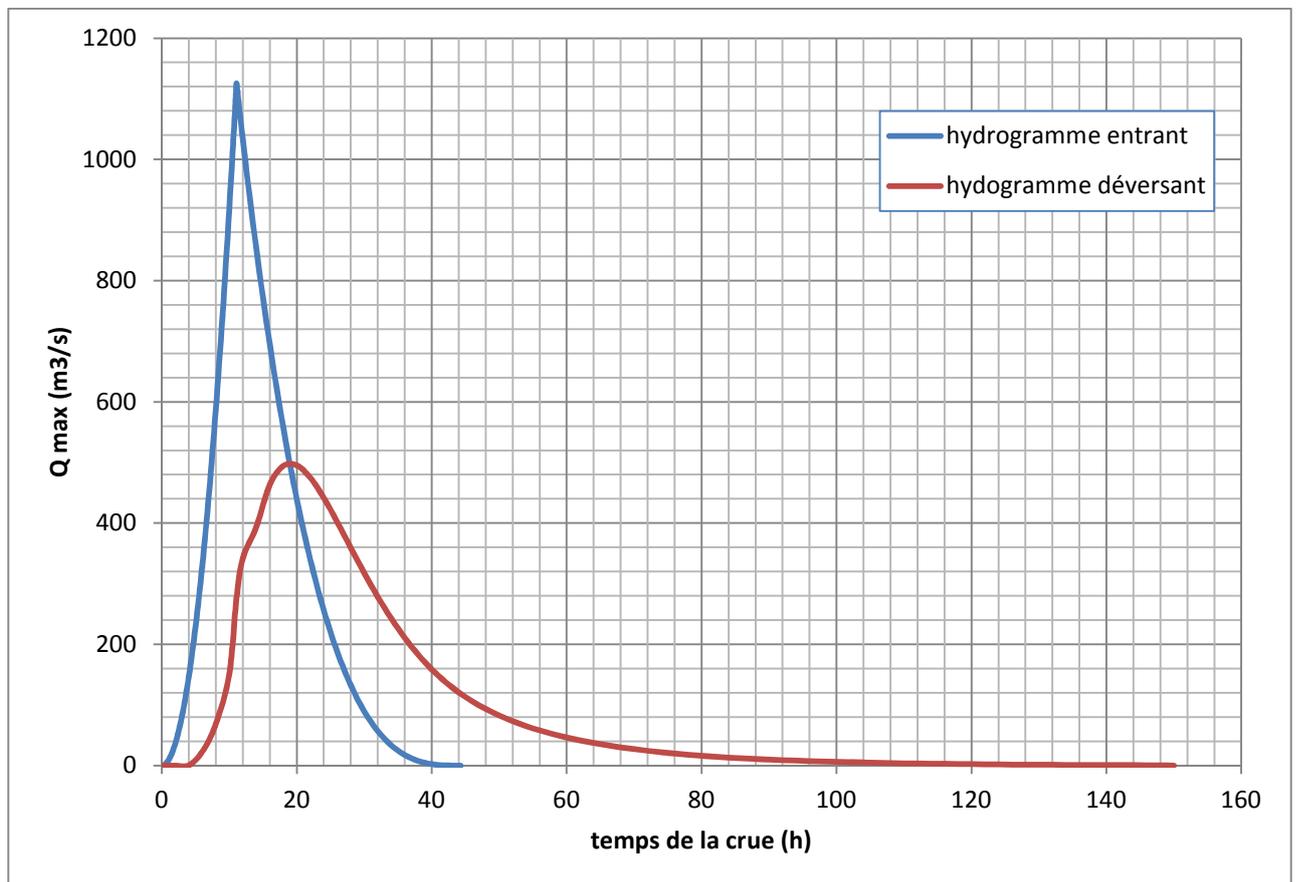


Figure.II.11: Hydrogrammes de débits entrant et sortant (b=50m)

Les tableaux des hydrogrammes des crues sont représentés dans l'annexe II.

Remarque : Pour le dimensionnement de l'évacuateur de crue on utilise les résultats obtenus par la méthode de KOTCHERINE qui est la plus utilisée en pratique et donne des résultats très précisés que les autres méthodes.

II.4. Dimensionnement du barrage :

II.4.1. La longueur du front déversant :

La largeur du front déversant dans les barrages déversoirs dépend du :

- La stabilité de l'aménagement.
- Le débit unitaire (q) : est atteint à 70 m³/s.m pour les sols rocheux.
- La topographie et l'emplacement des autres ouvrages annexes.
- L'économie.

Pour notre cas, la largeur économique du l'évacuateur de crue qui n'affecte pas la stabilité de l'aménagement est **b=45m** correspond à **H=4.4 m**

II.4.2. La revanche :

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

La revanche minimale est donnée par la relation suivante :

$$R = H \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots (II.09)$$

La hauteur des vagues H est estimé à l'aide des formules suivantes :

- Formule de Stevenson :

$$H = 0,75 + 0,34 F^{0,5} - 0,26 F^{0,25} \dots\dots\dots (II.10)$$

F: le Fetch; F = 0.9 Km

- Formule de Molitor :

$$H = 0,75 + 0,0032(U F)^{0,5} - 0,27 F^{0,25} \dots\dots\dots (II.11)$$

U : la vitesse du vent mesurée en Km/h ; U= 80Km/h.

- Formule de Mallet-paquant :

$$H = 0,5 + 0,33(F^0)^{0,5} \dots\dots\dots (II.12)$$

- Formule de simplifiée :

$$H = 1 + 0,3\sqrt{F} \dots\dots\dots (II.13)$$

La vitesse de propagation des vagues est donnée par la relation de Gaillard :

$$V=1,5+2H \dots\dots\dots (II.14)$$

H : hauteur des vagues (m).

Tableau.II.6: Calcul de la revanche

Formule	H(m)	V (m ² /s)	R(m)
Stevenson	0.82	3.14	1.32
Molitor	0.51	2.52	0.83
Mallet-paquant	0.81	3.12	1.31
simplifiée	1.28	4.06	2.12

Donc **R= 1,5 m** est la valeur qui est considéré dans le dimensionnement du barrage

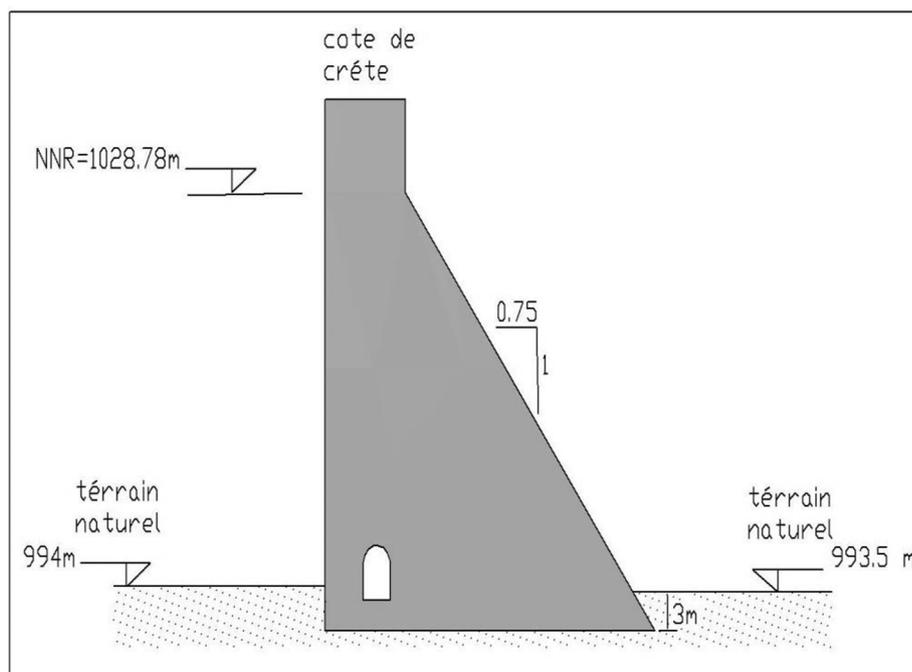


Figure.II.12: Coupe transversale du barrage

II.4.3.La largeur en crête :

La crête du barrage est de largeur **b_{cr} = 6m** décomposé comme suit :

- 4m destinée pour les engins et les véhicules.
- 0.5m de chaque côté pour les piétons.
- 0.5m de chaque côté présume de sécurité.

II.4.4.La Hauteur du barrage :

La hauteur du barrage est donnée par la formule suivante :

$$H_b = NNR - C_f + h_{dév} + R \dots\dots\dots (II.15)$$

$$H_b = 44.18 \text{ m}$$

Les pentes des parements : Amont : vertical
 Aval : 0,75 :1 (H : V)

Conclusion :

A la fin de ce chapitre on a pu déterminer tous les paramètres nécessaires pour la conception de notre barrage. Mais, on voit clairement une divergence entre les résultats obtenus et ceux de l'étude de faisabilité faite par le bureau d'études Hydro-Projet Est de Constantine due à l'avis du concepteur et la différence entre les méthodes et les formules utilisés.

Les éléments constituant le barrage vont être redimensionnés en tenant compte des nouvelles valeurs qu'on a obtenues dans cette étude.

Tableau.II.7: Tableau récapitulatif de dimensionnement du barrage Seklafa

Dénominations	Unités	Valeurs
Niveau du volume mort NVM	m	1020.72
Niveau normale du barrage NNR	m	1028.78
Niveau des plus hautes eaux NPHE	m	1033.18
Niveau de la crête NCR	m	1034.68
Longueur de la crête L_{cr}	m	231.2
Largeur de la crête b_{cr}	m	6.0
Pentes des parements	–	Amont : vertical Aval : 0,75 :1 (H : V)
Hauteur du barrage H_b	m	44.18
Largeur du déversoir b	m	45
Débits maximum laminé q_{max}	m^3/s	901.4
Charge déversante h_d	m	4.4

CHAPITRE III :
ETUDE DES VARIANTES DE
L'EVACUATEUR DE CRUE

CHAPITRE III :

ETUDE DES VARIANTES DE L'EVACUATEUR DE CRUE

Introduction :

Les barrages réservoirs sont généralement équipés d'ouvrages annexes destinés à l'exploitation de la retenue. L'ouvrage le plus important est l'évacuateur des crues dont la fonction est d'assurer la sécurité du barrage. Il sert à évacuer, en période de crue, l'eau excédentaire du réservoir, dans le bief aval ou dans le bassin versant voisin et ce afin d'éviter la submersion de la crête du barrage.

Les évacuateurs de crues peuvent être disposés dans la partie centrale du barrage (barrage déversoirs), sur les rives (évacuateur latéral) ou combinés à d'autres ouvrages d'exploitation de la retenue.

III.1.Synthèses des variantes :

III.1.1.Description du site de barrage :

Du côté géotechnique, le site de Seklafa présente apparemment d'acceptables conditions de fondation, soit en termes de résistance et déformabilité soit en termes de perméabilité.

Le cadre géologique de la cuvette du barrage n'anticipe pas de contraintes particulières en matière de perméabilité du futur réservoir.

Les matériaux disponibles tendent ensuite à la mise en œuvre d'un remblai en enrochement, enrochement à noyau argileux ou en béton.

L'analyse des variantes est faite en fonction des contraintes topographiques, hydrauliques, cout des travaux associés aux ouvrages annexes, disponibilité en matériaux, assise de la fondation (résistances, déformabilité et perméabilité) et elle a montré que le choix de l'ouvrage est en béton conventionnel.

III.1.2. Conception du barrage :

Pour le barrage de Seklafa on utilise le béton conventionnel non armé de granulométrie importante (jusqu'à 80 millimètres) et des dosages en ciment de l'ordre de 350 kg/m³. Afin de minimiser la fissuration du béton par la chaleur d'hydratation, le corps du barrage a été divisé en quinze blocs, chacun à une largeur de 16 m. Les blocs sont séparés par des joints transversaux, qui limitent le nombre et l'ouverture des fissures.

Toutefois, pour empêcher l'écoulement d'eau à travers des joints, il faudra colloquer des joints « waterstops » tout le long de la section transversale du barrage.

III.1.3. Généralités sur les évacuateurs des crues:

– Classification des évacuateurs des crues :

Les évacuateurs des crues sont classés selon différents critères :

- Selon le type de fonctionnement hydraulique :
 - Evacuateur de surface.
 - Evacuateur en charge.
 - forme puits.
 - forme siphon sommaire pour petit barrage.
 - forme siphon à faible charge et fort débit.
 - Selon L'emplacement par rapport à la digue :
 - Evacuateur central.
 - posé sur la digue
 - posé sur la fondation (barrage poids a un déversoir en marches d'escalier ou barrage déversoir profilé)
 - Evacuateur latéral.
 - à entonnement frontal.
 - à entonnement latéral.
- Critères de choix de l'évacuateur de crue :

Les principaux critères à prendre en considération pour le choix de l'évacuateur de crues sont:

- la sûreté et la sécurité de fonctionnement.
- les difficultés de réalisation.
- les exigences typographiques du site.
- les exigences géologiques du site.
- la facilité d'entretien.
- la facilité de modification.
- le coût de l'ouvrage.

III.1.4. Emplacement de l'évacuateur de crue :

✓ Évacuateur de crue en tulipe sur le lit de l'oued :

Dans ce type d'ouvrage, le déversoir en lui-même est circulaire ou semi-circulaire, il se prolonge par un puits coudé suivi d'une galerie ou d'une conduite à écoulement à surface libre et un dissipateur d'énergie aval.

La loi de débit est similaire à celle des évacuateurs de surfaces linéaires en écoulement dénoyé, mais lorsque l'ouvrage est noyé, il se comporte comme un orifice à veine mouillée.

Ce type d'ouvrage équipera le plus souvent les grands barrages vu les avantages :

- Evacuation d'importants débits ($80 < Q < 6000$) m³/s.
- Bon fonctionnement avec forte chute pour des grandes charges.

En parallèle ce type d'évacuateurs représente les inconvénients :

- Problème de saturation (Débit supérieur à celui de dimensionnement, charriage)
- Problème de vibration.
- Problème de liaison difficile à assurer (corps du barrage - conduite ou galerie).
- Prévoir des protections anti vortex (coût et entretien).

✓ Evacuateur de crues en siphon posé sur le corps du barrage :

Ce type d'ouvrage est à écoulement en charge, posé sur le corps du barrage, il représente les avantages :

- Aucune exigence topographique.
- Calcul usuel.

Ces inconvénients sont :

- Amorçage et le désamorçage.
- Entretien indispensable.
- Débit faible à évacuer.
- Dispositif sur le corps de la digue.

✓ Evacuateur de crue sur la rive :

Dans le cas de barrage poids, les deux types d'entonnement latéral et frontal sur les rives sont déconseillés du point de vue économique et sont impossibles de point de vue technique :

- Couteux.
- Coursier à fort pente.
- Risque de glissement de différents plots de l'évacuateur.

✓ Evacuateur centrale intégré au corps du barrage :

C'est la solution la plus répandue pour les barrages poids en BCV consiste à réaliser un évacuateur de surface implanté dans la partie centrale du barrage.

Cette solution présente beaucoup d'avantages à savoir :

- Entretien facile.
- Il supporte une grande charge sur le déversoir.
- Une bonne sécurité.
- Un bon rendement.

III.1.5. Conclusion de choix de type de l'évacuateur de crues :

Sur la base des caractéristiques topographique et le type de barrage le choix est arrêté pour un évacuateur de crue centrale a surface libre soit :

- 1- Un évacuateur à profil Creager qui a l'avantage d'éviter toute suppression provoque la cavitation et l'érosion, muni à son pied aval un bassin de dissipation à saut de ski.
- 2- Un évacuateur en escalier qui est répandue a la forte pente et la forte charge déversé, muni à son pied aval un bassin de dissipation à ressaut hydraulique

III.2. Etude de la première variante :

EVACUATEUR DE CRUE CENTRAL A PROFIL CREAGER

III.2.1. Principe :

Dans ce cas l'évacuateur de crues est un bloc déversant situé dans le lit majeur de l'oued posé sur une assise rocheuse, leur principe de dimensionnement est le même pour un barrage déversoir.

Données de départ :

- Longueur déversant : $L = 45$ m
- Débit évacué : $Q_{\text{dév}} = 901.4$ m³/s
- Charge hydraulique : $H = 4.4$ m
- Côte de la retenue normale : $N_{\text{NR}} = 1028.78$ m
- Niveau d'eau aval : $N_{\text{aval}} = 997.98$ m
- Hauteur de pelle : $P = 34.78$ m
- La vitesse d'approche est donnée par la formule :

$$V = Q / S \dots\dots\dots (III.01)$$

Avec : Q : Débit à évacuer.

S : Section du canal ($S = h \times b$).

h: Charge d'eau ($h = H + P$).

P : Hauteur de pelle.

H : Lame déversant.

$$AN : V_a = 0.51 \text{ m/s}$$

$V_{\text{adm}} = 3.7$ m/s pour les sols : Calcaire poreux et conglomérats compacts, grès calcifiés, etc.

(Voir l'annexe III)

$V_a < V_{\text{adm}}$ donc pas de risque d'érosion

III.2.2.dimensionnement :

III.2.2.1.Déversoir :

On adopte à un déversoir à profil Creager qui a l'avantage d'éviter toute suppression qui provoque la cavitation et l'érosion par la suite.

La figure suivante montre les différents paramètres du profil normal du déversoir :

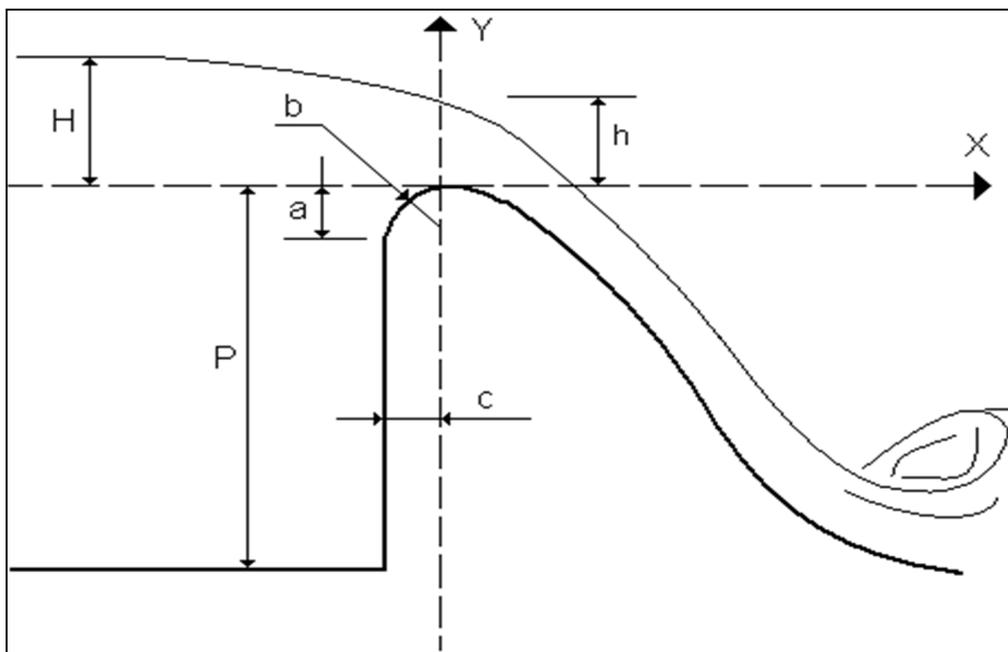


Figure.III.01: Les paramètres du profil d'un déversoir

a) Calcul de la géométrie de déversoir :

On a: $a = 0.12 \cdot H = 0.53\text{m}$

$b = 0.4 \cdot H = 1.76\text{m}$

$c = 0.3 \cdot H = 1.32\text{ m}$

Les coordonnées du profil du déversoir sont déterminées à l'aide de l'expression du Creager suivante :

$$y = \frac{x^n}{KH^{n-1}} \dots \dots \dots (III.02)$$

Avec : y : coordonnée du profil (m)

x : abscisse du profil (m)

H : charge sur le seuil (m)

n et K : constantes en fonction de la pente du parement d'amont m

D'après le tableau de la définition géométrique : On a $m=0$ donc $n=1.85$ et $k=2$ (voir l'annexe III)

Les résultats du calcul des coordonnées du bloc déversant pour $H = 4.4$ m sont représentés dans le tableau .III.1 et la figure.III.2.

Selon les coordonnées calculées celles du déversoir on trace le profil puis on fait un raccordement par un arc de cercle de rayon R.

Tableau.III.01: Les coordonnées du profil de déversoir

X (m)	Y (m)	X (m)	Y (m)	X (m)	Y (m)
0	0	7	-5,194	14	-18,723
0,5	-0,039	7,5	-5,901	14,5	-19,979
1	-0,142	8	-6,649	15	-21,272
1,5	-0,300	8,5	-7,438	15,5	-22,602
2	-0,512	9	-8,268	16	-23,969
2,5	-0,773	9,5	-9,137	16,5	-25,374
3	-1,083	10	-10,047	17	-26,814
3,5	-1,441	10,5	-10,996	17,5	-28,291
4	-1,844	11	-11,984	18	-29,805
4,5	-2,293	11,5	-13,011	18,5	-31,355
5	-2,787	12	-14,077	19	-32,940
5,5	-3,324	12,5	-15,182	19,5	-34,562
6	-3,905	13	-16,324	20	-36,219
6,5	-4,528	13,5	-17,505	20,5	-37,912

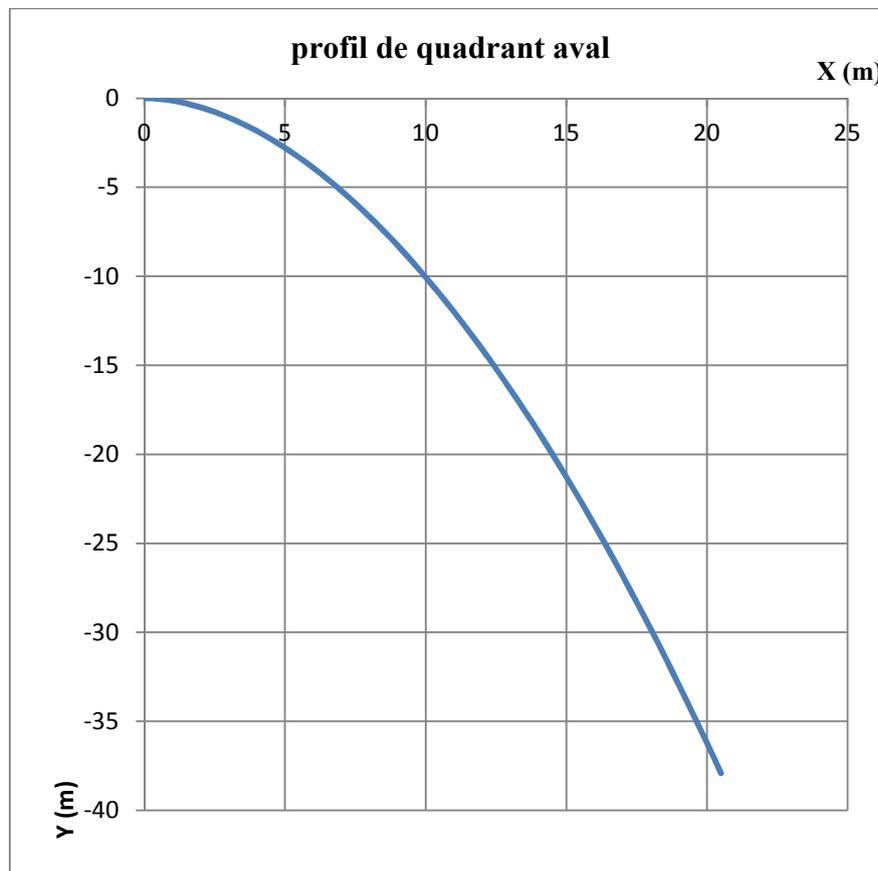


Figure.III.02: Profil Creager de déversoir

b) Calcul le rayon de raccordement du déversoir avec le bassin de dissipation :

Nous devons déterminer le rayon de raccordement qui se raccorde au bassin de dissipation dont la cote du radier sera recalculée ultérieurement. Le rayon est en fonction de la hauteur de pelle P et la charge H.

Tableau.III.02: Différentes valeurs du rayon de raccordement

P(m)	Charge H= ΔPHE - ΔNNR								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	3.0	4.2	5.4	6.5	7.5	8.5	9.6	10.6	11.6
20	4.0	6.0	7.8	8.9	10.0	12.2	13.3	13.3	14.3
30	4.5	7.5	9.7	11.0	12.4	13.5	14.7	15.8	16.8
40	4.7	8.4	11.0	13.0	14.5	15.8	17.0	18.0	19.0
50	4.8	8.8	12.2	14.5	16.5	18.0	19.2	20.3	21.3
60	4.9	8.9	13.0	15.5	18	20.0	21.2	22.2	23.2

Dans le cas de $P < 10$ m on prendre $R = 0.5 P$

On a : $P = 34.78$ m

Ce qui donne : **$R = 11.93$ m**

c) Nombre de piliers :

On pose 3 piliers arrondis vers l'amont sur le déversoir comme la montre la figure ci-dessous :

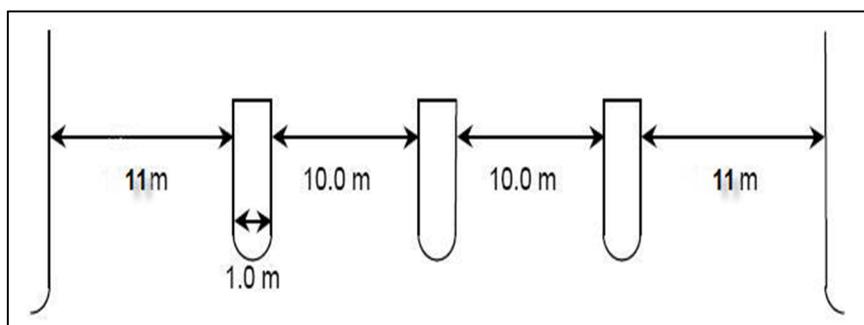


Figure.III.03: Répartition des piliers sur le déversoir

III.2.2.2. Bassin dissipation :

a. **Méthodologie de dimensionnement :**

- Etablir le type du ressaut
- Calculer les hauteurs conjuguées h_1 et h_2 ainsi que la longueur du ressaut
- Calculer et choisir le type de dissipateur d'énergie

Pour le dimensionnement du bassin de dissipation on utilise les tests réalisés par **USBR** « United States Bureau Of Réclamation »

b. Paramètres hydraulique à l'aval du coursier:

➤ Calcul la fonction auxiliaire Φ :

$$\Phi = \frac{q}{\varphi E_0^{3/2}} \dots \dots \dots (III.03)$$

$$q = \frac{Q}{L} \dots \dots \dots (III.04)$$

$$E_0 = E + \frac{\alpha V^2}{2g} = P + H + \frac{\alpha V^2}{2g} \dots \dots \dots (III.05)$$

Avec φ : coefficient de répartition des vitesses. $\varphi=0,95$ (cas d'un barrage déversoir)

q : le débit spécifique

V : vitesse d'approche

α : coefficient de Coriolis ($\alpha=1 \div 1,1$)

P : différence de niveau en aval ($P=C_s -C_f$)

C_f : cote du fond de bassin ($C_f=993m$)

AN: $P = 1028.78 - 993$

$P=35.28$ m

$$E_0 = 38.78 + 4.4 + \frac{(1 * 0.5^2)}{(2 * 9.81)}$$

$E_0=39.7$ m

$$q = \frac{901.4}{45}$$

$q=20.03$ m³/s/m

$$\Phi = \frac{20.03}{0.95 * 39.7^{3/2}}$$

$\Phi=0.084$

➤ Calcul les hauteurs conjuguées h_1 et h_2 :

On a : $h_1 = \tau' \times E_0$ et $h_2 = \tau'' \times E_0 \dots \dots \dots (III.06)$

A partir de l'abaque des valeurs de la fonction $\Phi(\tau)$ pour le raccordement dans le bief aval des ouvrages de déversement (voir l'annexe III), on a:

$\tau'=0.0192$ et $\tau'' 0.2492$

Donc : **$h_1=0.77m$ et $h_2=10.02$ m**

$h_2 > h_{av}=4.57$ m donc le ressaut est dénoyé.

➤ Calcul la vitesse V et le nombre de Froude F_r à l'entrée du bassin de dissipation :

$$V = \frac{Q}{S} \dots \dots \dots (III.07)$$

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{g h}} \dots \dots \dots (III.08)$$

Avec : Q : débits laminé

S : surface mouillée à l'entrée du bassin ($S=h \times b$)

b : largeur du bassin égale à la largeur du coursier

h : profondeur d'eau à l'entrée du bassin ($h = h_1$).

$$AN : V=26.02\text{m/s} \text{ et } F_r=9.46$$

c. Choix de l'ouvrage de restitution :

Tenant compte la géologie du site on doit utiliser un ouvrage de restitution type de saut ski. Car cette solution est très efficace pour les barrages en béton.

Le principe consiste à installer en bas du déversoir un bec relançant l'eau vers le haut suivant un angle θ et une fosse d'affouillement. Il se crée à l'aval une fosse d'érosion, il faut protéger le pied du barrage sur la profondeur maximale de cette fosse.

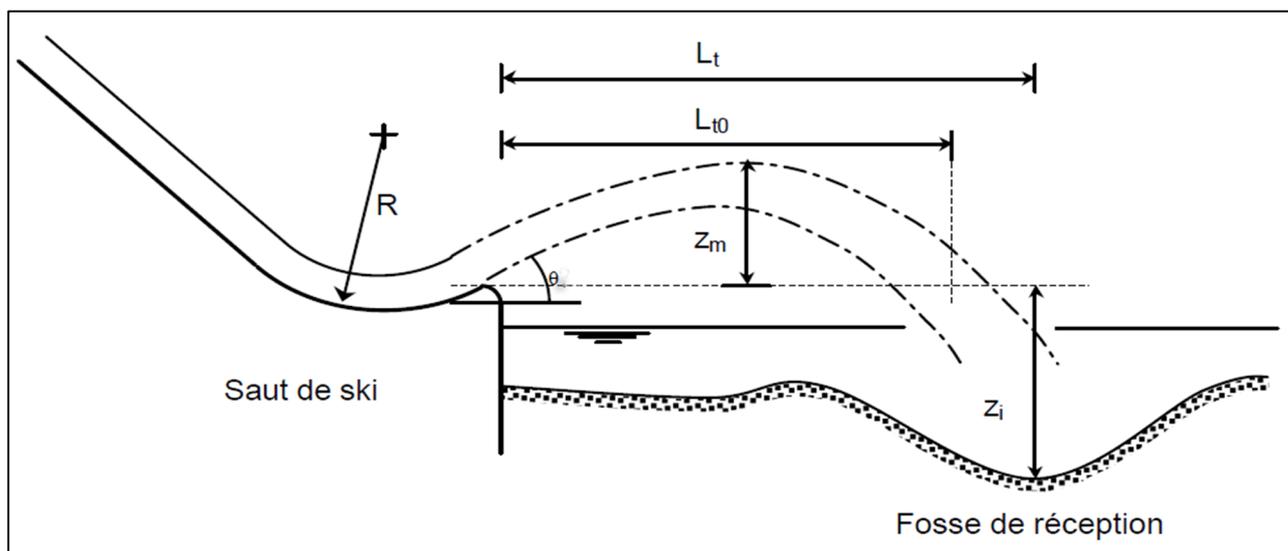


Figure .II.04.Schéma explicatif de saut de ski

d. Rayon minimum du dissipateur :

Pour un écoulement donné en fin du coursier, on utilise une cuvette simple ayant un rayon minimum (R) qui permet un décollage du jet dans des bonnes conditions.

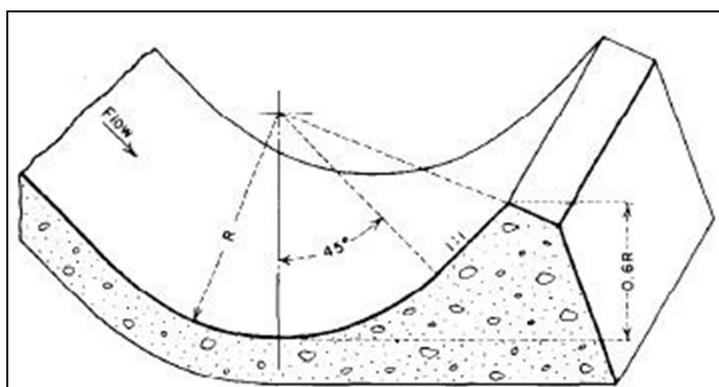


Figure .III.05: Cuvette simple

Le rayon (R) dépend du nombre de Froude. Il est calculé à partir de l'abaque de dimensionnement des cuvettes (voir l'annexe III) :

On a : $F_r = 9.46$ ce qui donne $\frac{R_{min}}{H_1 + \frac{V_1^2}{2g}} = 0,13$

Avec : h_1 : la hauteur d'eau à l'entrée du bassin ($h_1 = 0.77$ m).

V_1 : la vitesse à l'entrée du bassin ($V_1 = 26.02$ m/s).

AN : $R_{min} = 4.6$ m

Le rayon retenu sera fixé à **5 mètres**

e. Angle de décollage du jet :

Le jet est approximé par une parabole, ce qui permet d'estimer la hauteur ainsi que la distance jusque auxquelles le jet peut être projeté. L'angle Θ de décollage joue un grand rôle quant à leur calcul. Il est typiquement compris entre 20 et 40°

Le jet se désintègre et retombe à une distance égale :

$$X = 2C (h + V^2/2g) \sin 2\Theta \dots\dots\dots (III.09)$$

La hauteur de jet par rapport au point de décollage est égale :

$$H = C \sin^2 \Theta \cdot H_t \dots\dots\dots (III.10)$$

Avec: $H_t = NPHE - C_{\text{foursier}} - h_1 = 37.87$ m

$C = 0.9$

h : tirant d'eau

V : vitesse au départ du jet

Les hauteurs et les distances de jet pour différents angles Θ sont consignées dans le tableau suivant :

Tableau.III.03: Hauteurs et les distances de jet pour différents angles Θ

Θ°	20	25	30	35	40
X (m)	40.82	48.64	56.00	59.67	62.53
Y (m)	3.98	6.08	8.52	11.21	14.08

Un angle de décollage de 25° semble être un bon compromis, il résulte une hauteur et une distance satisfaisantes.

f. dimensionnement de la fosse d'affouillement :

La protection aval est assurée par une fosse de dissipation dont les parois sont protégées par des enrochements.

On calcule la profondeur de la fosse d'affouillement à l'aide de la formule suivante :

$$H_{\text{aff}} = 1,9 H^{0,225} q^{0,54} \dots\dots\dots (III.11)$$

$$H = 0.9 \sin^2 \Theta \cdot H_t + a \dots\dots\dots (III.12)$$

Avec: $H_t = 37.87 \text{ m}$

$a = 1 \text{ m}$

$$\text{AN: } H = 7.08 \text{ m, } H_{\text{aff}} = 14.89 \text{ m}$$

III.2.2.3. Murs bajoyers:

Le canal évacuateur, situé sur le corps du barrage. Les hauteurs des parois sur le long du canal vont atteindre le niveau de la crête, puis suivre le fruit du talus (1V:0,75H) aval jusqu'à la limite du barrage.

III.2.3. Calcul de la stabilité:

Le calcul de la stabilité c'est une étape nécessaire pour connaître si l'ouvrage est stable ou non durant tout leur délai de service.

Dans ce chapitre, l'étude de stabilité au renversement et au glissement est faite sur une tranche des blocs de l'évacuateur de crues.

III.2.3.1. Calcul les forces qui surgissent autour de déversoir :

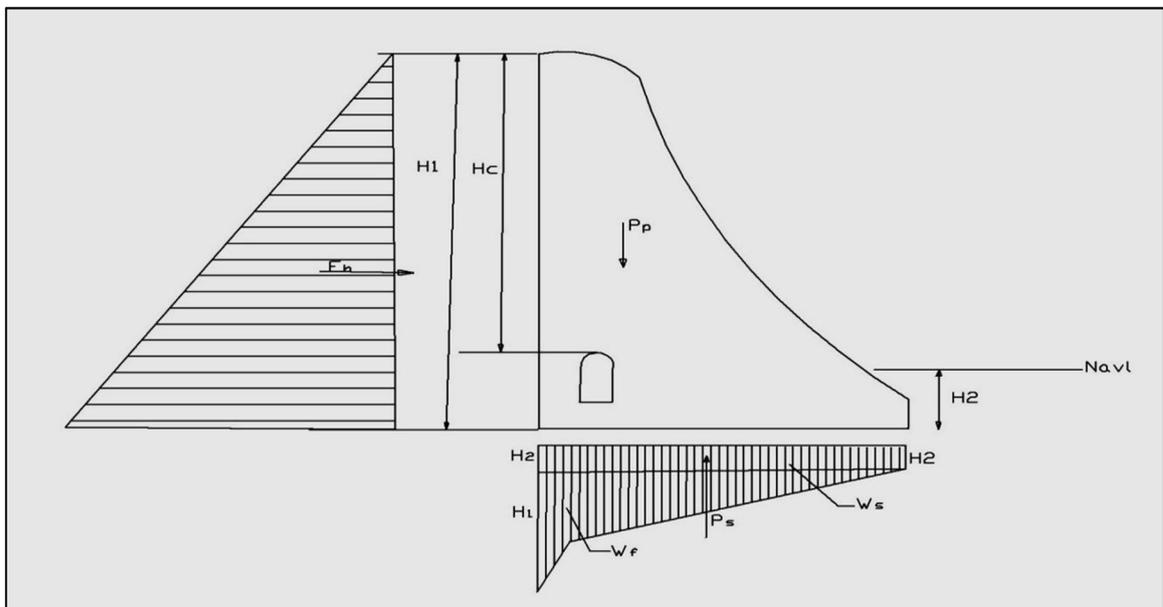


Figure.III.06: Présentation des forces agissantes sur le déversoir

Le calcul est fait pour une tranche de longueur : **$I_s = 1 \text{ m}$**

- Poids du déversoir :

$$P_p = \gamma_b \times S_d \times I_s \dots\dots\dots (III.13)$$

Avec : γ_b : Poids volumique du béton ($\gamma_b = 2,4 \text{ T/m}^3$)

S_d : Section du déversoir ($S_{dev} = 589.55 \text{ m}^2$)

I_s : Largeur de du tranche ($I_s=1\text{m}$)

$$\text{AN : } \mathbf{Pp = 1414.92Tf.}$$

- Force hydrostatique amont:

$$F_h = 1/2 \gamma_w \times H_1^2 \cdot I_s \dots\dots\dots (III.14)$$

Avec : γ_w : poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 1 \text{ T/m}^3$)

H_1 : hauteur d'eau amont ($H_1 = 34.78$)

$$\text{AN: } \mathbf{F_{h\ amont} = 604.82Tf.}$$

- Force hydrostatique aval :

$$F_h^{av} = 1/2 \gamma_w \times h_{av}^2 \times I_s \dots\dots\dots (III.15)$$

Avec : h_{av} : hauteur d'eau à l'aval : $h_{av} = 4.78\text{m}$

$I_s = 1 \text{ m.}$

$$\text{AN : } \mathbf{F_{h}^{av} = 2.39 \text{ Tf.}}$$

- Force des sous pressions :

$$W_T = W_s + W_F \dots\dots\dots (III.16)$$

Avec : W_s : Sous pression statique (Tf).

$$W_s = \gamma_w \cdot S_{ss} \cdot I_s \dots\dots\dots (III.17)$$

$$S_{ss} = (d + h_{av}) I_{rad} \dots\dots\dots (III.18)$$

d : Ancrage du déversoir ; $d = 3 \text{ m.}$

h_{av} : Hauteur d'eau à l'aval du déversoir, $h_{av} = 4.78 \text{ m.}$

L_{rad} : Longueur du radier ; $I_{rad} = 31.86\text{m.}$

$$\text{AN : } \mathbf{W_s = 247.87 \text{ Tf.}}$$

W_F : Sous pression dynamique (Tf)

$$W_F = \gamma_w \cdot S_F \cdot I_s \dots\dots\dots (III.19)$$

$$S_F = 427.70\text{m}^2$$

$$\text{AN : } \mathbf{W_F = 427.70 \text{ Tf.}}$$

La force des sous pression est donc : $\mathbf{W_T = 675.57 \text{ Tf}}$

- Force de poussé de sol en amont :

$$P_s = \gamma_s s \left(\frac{h_s}{2} \right)^2 t \cdot g \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) I_s \dots \dots \dots (III.20)$$

Avec : γ_{ss} : poids volumique de sol saturé $\gamma_{ss}=21.05 \text{ T/m}^3$.

h_s : hauteur d'eau exercé la poussé ($h_s=3\text{m}$).

φ : angle de frottement interne de sol $\varphi=29^\circ$.

$$\text{AN : } P_s=16.43 \text{ Tf}$$

III.2.3.2. étude de stabilité :

- stabilité au renversement :

Pour assurer la stabilité au renversement il faut vérifier la condition suivante :

$$\sum M_r / M_s \geq 1,5 \dots \dots \dots (III.21)$$

Avec : M_r : moment des force stabilisatrices par apport au pied aval.

$$M_r = P_p \times A + W_s \times C = 1414.92 \times 18.34 + 247.87 \times 15.93 = 29868.2 \text{ Tf}$$

M_s : moment des forces déstabilisatrices par apport au pied aval

$$M_s = F_h^{am} \times B + W_F \times D + P_s \times E$$

$$M_s = 604,82 \times 11,6 + 247.87 \times 15.93 + 427.7 \times 8.25 + 16.43 \times 1 = 10560.86 \text{ Tf}$$

$$\sum (M_r / M_s) = 2.83 > 1,5$$

Donc le déversoir est stable au renversement

- Stabilité au glissement :

Pour qu'il y est pas de glissement, il faut que :

$$\sum F_h / \sum F_v \leq 0,8 \dots \dots \dots (III.22)$$

Avec : $F_v = P_p - W_T = 818.32 \text{ Tf}$

$$F_h = F_h^{am} + E_s - F_h^{av} = 592.04 \text{ Tf}$$

$$(\sum F_h / \sum F_v) = 0,72 \leq 0,8$$

Donc le déversoir est stable au glissement

III.3. Etude de la deuxième variante :

EVACUATEUR DE CRUE CENTRAL EN ESCALIER

III.3.1. Principe :

Afin dissiper une part importante d'énergie, la solution la plus ré pondue pour évacuer un grand débit avec une charge importante est crié une macro rugosité par des petites escaliers sur le déversoir. Le seuil sera type creager et la dissipation doit être un bassin à ressaut.

Pour le calcul hydraulique de coursier on utilise les références suivantes :

- Hydraulic Structures Fourth Edition: P.Novak, A.I.B.Moffat, C.Nalluri et R.Narayanan.
- Hydraulics of dams and river :Farhad Yazdandoost et Jalal Attari.

Données de départ :

- Longueur déversant : $L = 45$ m
- Débit évacué : $Q_{\text{dév}} = 901.4$ m³/s
- Charge hydraulique : $H = 4.4$ m
- Côte de la retenue normale : $\text{NNR} = 1028.78$ m
- Hauteur de pelle : $P = 34.78$ m
- La vitesse d'approche $V_a = 0.51$ m/s

III.3.2. Déversoir :

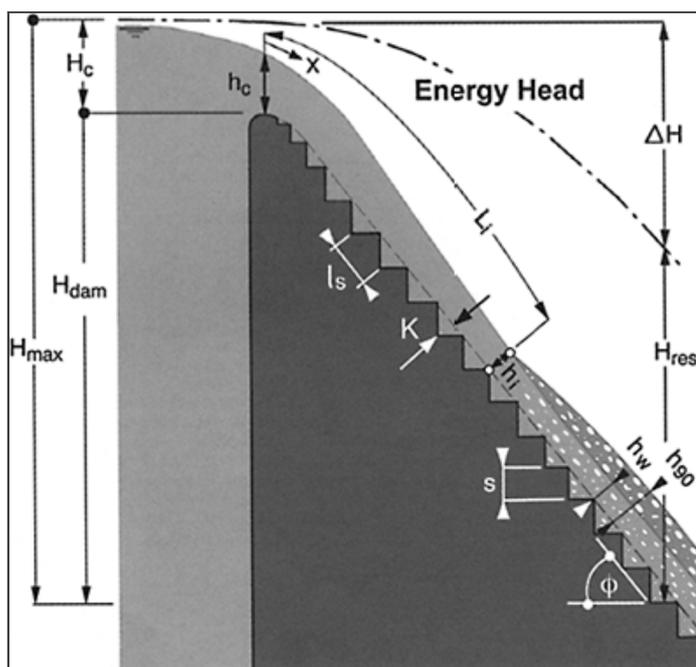


Figure.III.07: Caractéristique géométrique du déversoir

1. Géométrie de déversoir :

D'après la figure.III.01, On a:

$$a = 0.12 * H = 0.53\text{m}$$

$$b = 0.4 * H = 1.76\text{m}$$

$$c = 0.3 * H = 1.32 \text{ m}$$

A l'aide de l'expression du Creager (III.2) Les coordonnées du profil du déversoir sont représentés dans le tableau .III.4 et la figure.III.8.

Tableau.III.04: Les coordonnées du profil de déversoir

X (m)	Y (m)	X (m)	Y (m)
0	0	3,5	-1,441
0,5	-0,04	4	-1,844
1	-0,14	4,5	-2,293
1,5	-0,3	5	-2,787
2	-0,51	5,5	-3,324
2,5	-0,77	6	-3,905
3	-1,08	6,5	-4,528

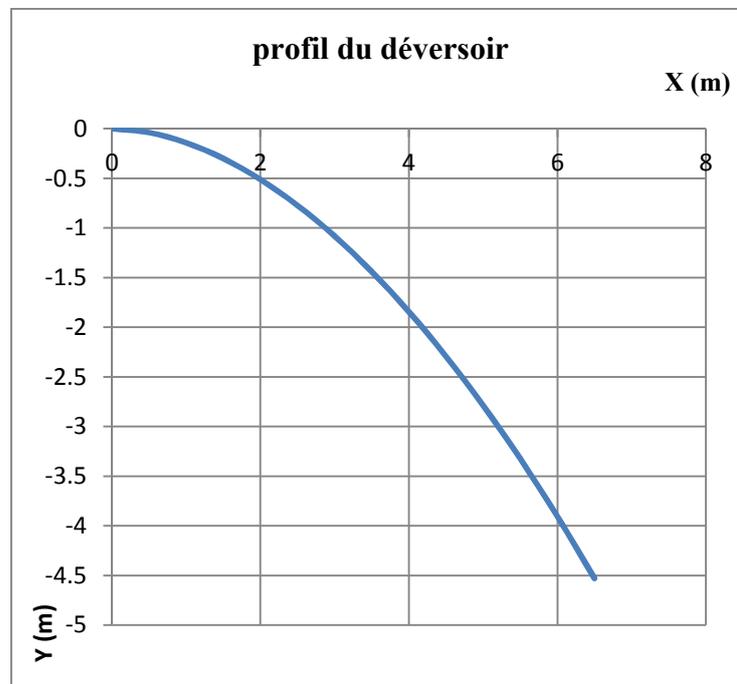


Figure.III.08: Profil creager du déversoir

La pente du déversoir est égale à la pente du parement aval du barrage (1V :0,75H), donc $\Phi=50^\circ$.

2. Hauteur d'escaliers:

La hauteur optimum des marches peut être calculée comme suit :

$$S = 0.3 h_c \dots \dots \dots (III.23)$$

Avec : h_c : la hauteur critique $h_c=3.45m$

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \dots \dots \dots (III.24)$$

AN : $h_c = 3.45 \text{ m}$

Ce qui donne $S=1.04 \text{ m}$

III.3.3.Caractéristiques hydrauliques de courant dans le coursier :

1. Limite entre nappe flow et skimming flow :

Sur long de l'évacuateur de crue en marches d'escalier horizontal et en fonction des débits, la trajectoire de la nappe peut être divisée en deux :

- courant en flottant sur les marches :

$$\text{Si } \frac{h_c}{S} > 0.91 - 0.14 t g \phi \iff \text{skimming flow}$$

- courant sur les parois des marches :

$$\text{Si } \frac{h_c}{S} < 0.91 - 0.14 t g \phi \iff \text{nappe flow}$$

Avec : h_c : la hauteur critique

S : la hauteur des marches

Φ : angle d'inclinaison ($\Phi = 50^\circ$)

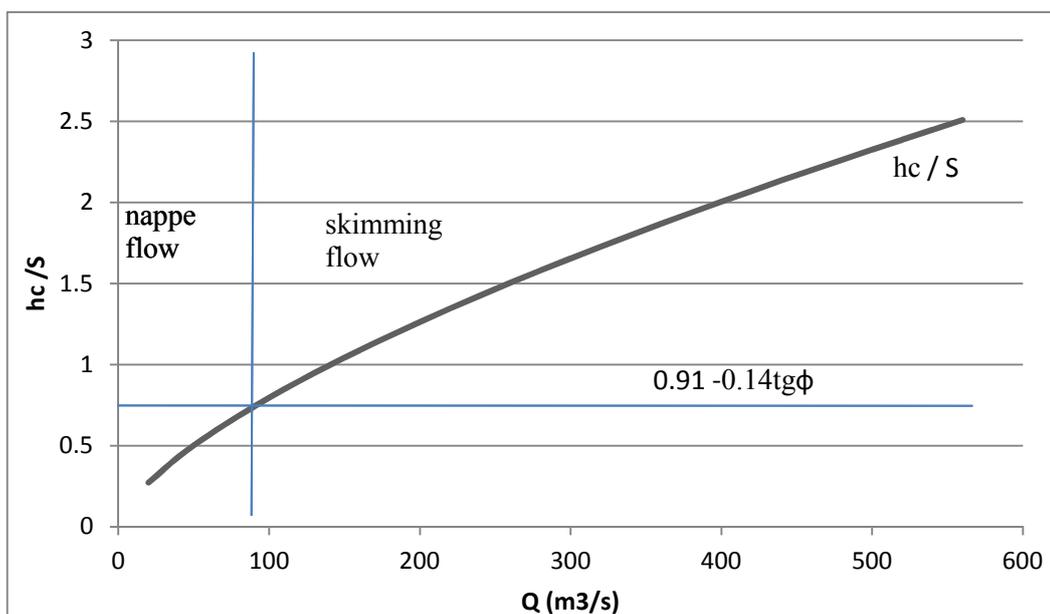


Figure.III.09: Limite entre nappe flow et skimming flow

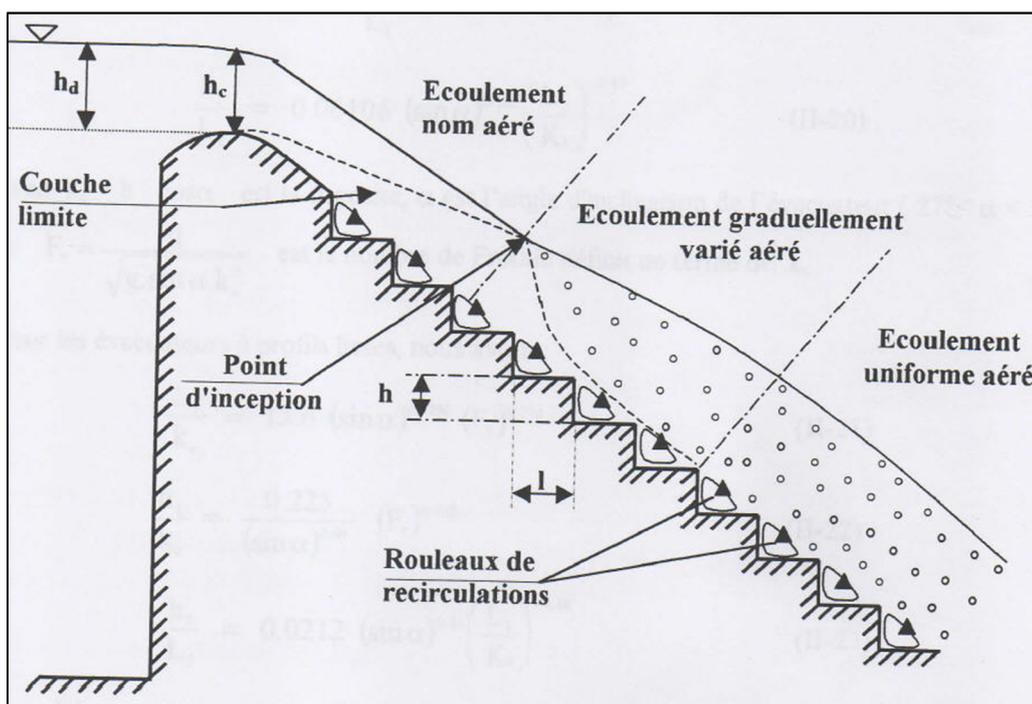


Figure.III.10: Caractéristiques hydrauliques sur le déversoir

2. La longueur de la zone de courant non aéré:

La longueur de la zone de courant est calculée par la formule suivante :

$$L_i = 9.72 K F_r^{0.8} \dots\dots\dots (III.24)$$

Avec : $K = S \cdot \cos\phi$; $K = 0.668$

F_r : nombre de froude, calculé par la formule suivante :

$$F_r = \frac{q}{\sqrt{g s i \phi S^3}} \dots\dots\dots (III.25)$$

Les résultats de calcul pour différent débits sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau.III.05 : Longueur de zone de courant non aéré

Débit Q m ³ /s	100	200	300	400	500	600	700	800	901,4
Débit spécifique q m ² /s	2,222	4,444	6,667	8,889	11,111	13,333	15,556	17,778	20,031
Hauteur critique h _c	0,795	1,263	1,655	2,005	2,326	2,627	2,911	3,182	3,445
Froude fr	0,764	1,529	2,293	3,057	3,822	4,586	5,350	6,115	6,890
Longueur d'eau non – aérée (m)	5,153	9,353	13,255	16,976	20,567	24,059	27,469	30,812	34,142

3. Distance du début de courant uniforme :

La distance du début de courant uniforme est donnée par la formule suivante :

$$L_u = \frac{8.6 q^{0.71}}{s^{0.0} \tau(c o \phi)^{0.0} \tau(s i \phi)^{0.2} s} \dots\dots\dots (III.26)$$

Les résultats de calcul pour différent débits sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau.III.06 : Distance de début de courant uniforme

Débit Q m ³ /s	100	200	300	400	500	600	700	800	901,4
Débit spécifique q m ² /s	2,222	4,444	6,667	8,889	11,111	13,333	15,556	17,778	20,031
Distance du début de courant uniforme (m)	21,181	42,361	63,542	84,722	105,903	127,083	148,264	169,445	190,922

III.3.4.Caractéristiques hydrauliques à la fin du coursier :

L'énergie résiduaire à la fin du coursier est donnée par la formule suivante :

$$H_{res} = h_w \cdot \cos\phi + \alpha \cdot \frac{q^2}{2g \cdot h_w} \dots \dots \dots (III.27)$$

Avec : α : coefficient de Coriolis

h_w : hauteur d'eau équivalente calculée par la formule suivante :

$$h_w = \frac{h_{w,u}}{1 - \left(\frac{h_{w,u}}{h_c} \right) \cdot e^{-x} \cdot p^{\frac{1}{3}} \cdot \frac{h_{w,u}^2 \sin \phi}{h_c^3} \cdot x} \dots \dots \dots (III.28)$$

Avec : h_c : profondeur d'eau critique

x : longueur du coursier $x= 46$ m

$h_{w,u}$:hauteur d'eau uniforme calculée par la formule suivante :

$$h_{w,u} = 0.23 \cdot (\sin\phi)^{-1/3} \cdot h_c \dots \dots \dots (III.29)$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau.III.07: Caractéristiques hydrauliques à la fin de déversoir

Q m ³ /s	901.4
x (m)	46
$h_{w,u}$ (m)	0,87
h_w (m)	0,93
H_{res}	24,25

III.3.5.Hauteur des murs bajoyers sur le déversoir:

Pour le calcul de la hauteur des bajoyers du coursier on fait référence à un paramètre caractéristique des courants aérés, c'est à dire la hauteur d'eau équivalente à une concentration d'air de 90% qu'on calcule par la formule suivante :

$$h_{90} = 0,55 \cdot \left(\frac{q^2 \cdot S}{g \cdot s \cdot i \cdot n_\phi} \right)^{1/4} \cdot \tanh \left(\frac{\sqrt{g \cdot s \cdot i \cdot n_\phi}}{3 \cdot q} \cdot (X - L_i) \right) + 0,42 \left(\frac{q^1 \cdot 0,5 S^3}{(g \cdot s \cdot i \cdot n_\phi)} \right)^{1/18} \dots \dots \dots (III.30)$$

La hauteur des murs bajoyers est donnée par la formule suivante :

$$h_{baj} = \eta \cdot h_{90} \dots \dots \dots (III.31)$$

Avec : η : facteur de sécurité $\eta=1.5$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau.III.08: Hauteurs des murs bajoyers

Q (m³/s)	901.4
x (m)	46
h₉₀ (m)	2.0
h_{baj} (m)	3.0

III.3.6. Bassin de dissipation :

Le bassin de dissipation est destiné à :

- Dissiper l'énergie due au déversement.
- Supporter les actions hydrodynamiques.
- Améliorer partiellement la répartition des débits et des vitesses.
- Assurer la submersion du ressaut hydraulique.

1- Type de bassin : bassin de dissipation à ressaut hydraulique

2- Méthodologie de dimensionnement :

- Etablir le type du ressaut
- Calculer les hauteurs conjuguées h_1 et h_2 ainsi que la longueur du ressaut
- Calculer et choisir le type de dissipateur d'énergie

Pour le dimensionnement du bassin de dissipation on utilise les tests réalisés par **USBR** « United States Bureau Of Réclamation »

3- Paramètres du bassin de dissipation :

- les hauteurs conjuguées du ressaut h_1 et h_2 :

h_1 est égale à la hauteur d'eau à la fin du déversoir

$$h_1 = 0.93 \text{ m}$$

la profondeur conjuguée h_2 se détermine par la formule suivante :

$$h_2 = \frac{h_1}{2} \left(\sqrt{1 + \frac{8q^2}{g h_1^3}} - 1 \right) \dots\dots\dots (III.32)$$

AN : $h_2 = 8.92 \text{ m}$

- La vitesse et le nombre de Froude à l'entrée du bassin de dissipation :

$$V = \frac{Q}{S} \dots\dots\dots (III.33)$$

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{g h}} \dots\dots\dots (III.34)$$

Avec : Q : débits laminé

S : surface mouillée à l'entrée du bassin ($S=h \times b$)

b: largeur du bassin égale à la largeur du déversoir

h: profondeur d'eau à l'entrée du bassin ($h = h_1$).

AN : $V = 21.53 \text{ m/s}$ et $F_r = 7.13$

Les tests réalisés par USBR montrent que le choix de type de dissipateur dépend du type de ressaut c'est-à-dire suivant les valeurs du nombre de Froude :

Tableau.III.09: Classification des ressauts

$1 < Fr < 1.7$	ressaut ondulé
$1.7 < Fr < 2.5$	ressaut faible
$2.5 < Fr < 4.5$	ressaut oscillant
$4.5 < Fr < 9$	ressaut stable (stationnaire)
$Fr > 9$	ressaut fort (écoulement très turbulent)

Tableau.III.10: Classification des bassins de dissipation à ressaut

$2.5 < Fr < 4.5$	bassin type I (pas de blocs de chicane)
$Fr > 4.5$ et $V < 15 \text{ m/s}$	bassin type II (avec blocs de chicane)
$Fr > 4.5$ et $V > 15 \text{ m/s}$	bassin type III (blocs de chicane en bout de bassin)

Pour notre cas :

- $4.5 < Fr < 9$: ressaut stable (stationnaire)
- $Fr > 4.5$ et $V > 15 \text{ m/s}$ donc on doit projeter un bassin de dissipation «**type III**».

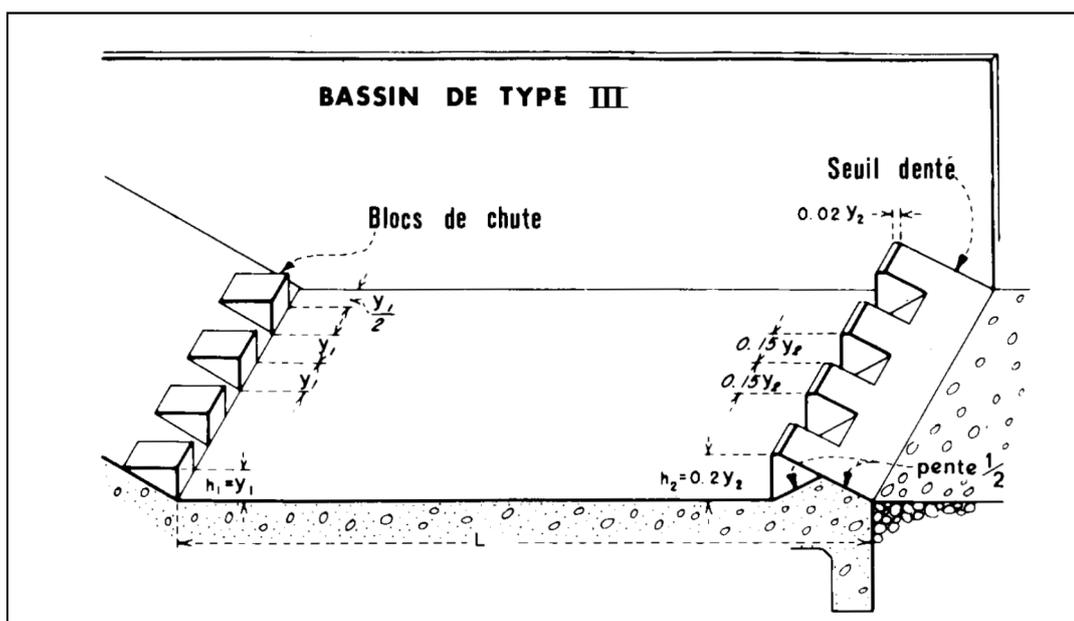


Figure.III.11: bassin de dissipation type III

4- Dimensionnement du bassin de dissipation :

A partir des abaques représentés dans l'annexe III on tire les paramètres suivants :

$$\frac{Y_1}{Y_2} = 9.65 \quad \Rightarrow \quad Y_2 = 9.65 \times 0.93 \quad \quad \quad Y_2 = 8.97 \text{ m}$$

$$\frac{L}{Y_2} = 4.74 \quad \Rightarrow \quad L = 4.75 \times 8.97 \quad \quad \quad L = 42.52 \text{ m}$$

Avec : Y_1 : tirant d'eau après le ressaut

Y_2 : tirant d'eau après le ressaut

L : longueur de ressaut.

- Dimensionnement des blocs de chute:

$$h_1 = a_1 = y_1 = e_1 = 0,75\text{m}$$

h_1 : Hauteur des blocs de chute à l'entrée.

a_1 : L'épaisseur du bloc de chute,

e_1 : L'espacement entre les blocs de chute

$$\text{Le nombre des blocs de chute est} = \frac{4,5}{0,75 + 0,75} = 30 \text{ blocs}$$

- Dimensionnement du seuil denté :

$$h_2 = 0,2 \quad h_2 = 0,2 \times 10,03 = 2 \text{ m}$$

$$a_2 = 0,15 \quad h_2 = 0,15 \times 10,03 = 1,5 \text{ m}$$

$$e_2 = 0,15 \quad h_2 = 0,15 \times 10,03 = 1,5 \text{ m}$$

Avec : h_2 : La hauteur du seuil denté,

a_2 : L'épaisseur du seuil denté,

e_2 : L'espacement entre deux seuils dentés successifs.

Le nombre des seuils dentés = $\frac{45}{1.5 + 1.5} = 15$ seuils.

- L'épaisseur de bassin de dissipation :

On va construire notre bassin de dissipation en béton armé donc son épaisseur est de :

$$T_{bas} = \left(\frac{1}{2} - \frac{1}{10}\right) L_{bas} \dots \dots \dots (III.35)$$

AN : $T_{bas} = 3.37 \text{ m}$

La condition de stabilité au soulèvement $T_{bas} \leq 0.4 h_2$ est vérifiée.

5- Calcul de la risberme :

- longueur de risberme :

La longueur de la risberme est déterminée en fonction de tirant d'eau critique :

$$L_{ris} = 8 h_{cr} \dots \dots \dots (III.36)$$

Sachant que : $h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{q_{ris}^2}{g}} \dots \dots \dots (III.37)$

Avec q_{ris} est le débit unitaire à l'entrée de la risberme : $q_{ris} = \frac{Q}{B} = \frac{901.4}{45} = 20.03 \text{ m}^3/\text{s} / \text{m}$

Donc : $h_{cr} = 3.45 \text{ m}$ ce qui donne $L_{ris} = 27.56 \text{ m}$

La longueur de la risberme est décomposée en trois dalles en béton sachant que la longueur de chaque dalle est égale à : $\frac{L_{ris}}{3} = \frac{27.56}{3} = 9.19 \text{ m}$

- Epaisseur de risberme :

Pour des dalles en béton armé : $T_{ris} = \left(\frac{1}{8} - \frac{1}{10}\right) b \dots \dots \dots (III.38)$

AN : $T_{ris} = 1.15 \text{ m}$

Maintenant on va déterminer la largeur de la largeur de risberme sachant que :

$$B_{ris} = B + 2 \times L_{ris} \times \text{tg} \alpha \dots \dots \dots (III.39)$$

Avec α : est un angle de divergence de la risberme compris entre 6 et 10°

On prend $\alpha = 8^\circ$

AN: $B_{ris} = 45 + 2 \times 27.56 \times \text{tg} 8^\circ$

$B_{ris} = 52.75 \text{ m}$

6- Calcul de la fosse d'affouillement :

Après avoir déterminé le dispositif aval, on calcul la profondeur de la fosse d'affouillement à l'aide de l'expression suivante :

$$H_{aff} = K_{aff} \cdot \sqrt[1.2]{\frac{q_{ris}}{V_{adm}}} \dots\dots\dots (III.40)$$

Avec : V_{adm} dépend de la nature de sol de fondation, calculé pour $h_{av}=1$ mètre.

$$V_{adm} = (1.80 \div 2.20) \text{ m/s}$$

K_{aff} : coefficient dépend du type de talus m.

m	6-4	3-4	0
K_{aff}	1.05	1.10	1.7

On prend $m=5$

$$AN: H_{aff} = 1.05 * \sqrt[1.2]{\frac{2003}{2}} = 8.09\text{m}$$

$$H_{aff} = 8.09 \text{ m}$$

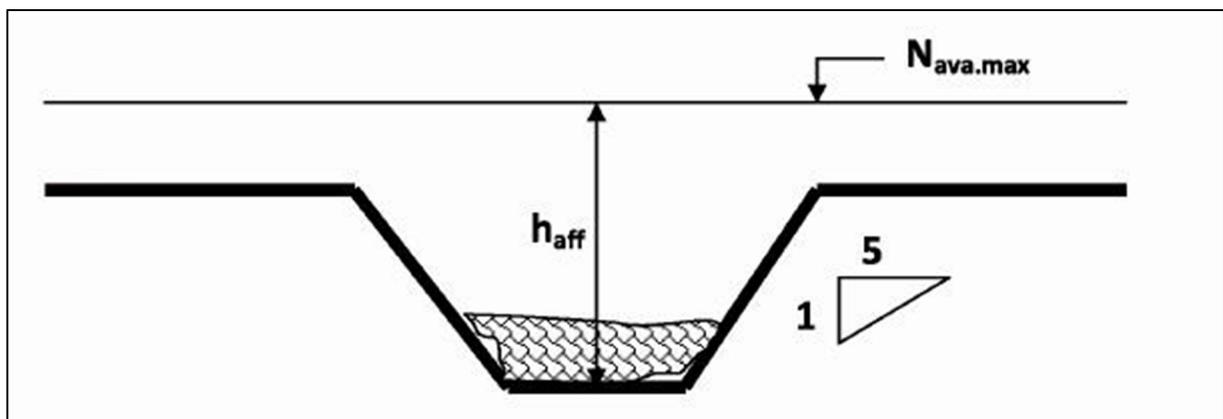


Figure.III.12: Fosse d'affouillement

7- La hauteur des murs bajoyers sur le bassin de dissipation

$$H_m = h_e + r \dots\dots\dots (III.41)$$

Avec : H_m : hauteur du mur bajoyer

h_e : hauteur d'eau $h_e = 8.97 \text{ m}$

r : revanche de sécurité donnée par : $r = 0,61 + 0,14V^{1/3}$

V : la vitesse à l'entrée du bassin de dissipation : $V = 21.53 \text{ m/s}$

Ce qui donne : $r = 1\text{m}$ alors **$H_m = 10\text{m}$**

Conclusion :

Sur la base des caractéristiques topographiques et géologiques de notre site, le choix est arrêté pour un évacuateur de crue à surface libre :

1^{ère} variante : évacuateur de crue central à profil creager.

2^{ème} variante : évacuateur de crue central en escalier.

Tableau.III.11 : Récapitulatif du quantitatif des évacuateurs de crue

Les différentes dimensions		L'évacuateur central à déversoir profilé	L'évacuateur central à déversoir en escalier
Déversoir			
	Charge déversant	4.4 m	4.4m
	Largeur du seuil déversant	45 m	45 m
	Longueur du déversoir	42 m	46 m
	Surface du déversoir	589 m	703 m
	Volume du béton	26505 m ³	31635 m ³
Bassin de dissipation			
	Type du bassin	Bassin à saut de ski	Bassin à ressaut type III
	Longueur	80 m	42.5 m
	Largeur	45 m	45 m
	Murs bajoyers	-	10m
	Volume du béton	338m ³	6949m ³
	Volume d'encrochement	7200m ³	1764m ³

Tableau. III.12 : Tableau quantitatif et estimatif des évacuateurs de crues.

	Volume du béton (m ³)	Prix unitaire (DA)	Volume d'encrochement (m ³)	Prix unitaire (10 ⁶ DA)	Cout total (10 ⁶ DA)
évacuateur central à déversoir profilé	26843	9000	7200	2000	256
L'évacuateur central à déversoir en escalier	38584	9000	1464	2000	350

D'où la variante choisi est un évacuateur de crue central à profil creager parce que, d'une part, est le plus favorable pour un barrage en béton, donne un bon rendement, et d'autre part il est moins couteux (voir le tableau.III.11 et III.12).

CHAPITRE IV :
ORGANISATION DE
CHANTIER

CHAPITRE IV : ORGANISATION DE CHANTIER

Introduction :

La bonne connaissance du site d'un barrage et sa conception judicieuse ne suffisent pas à garantir la qualité et la sécurité de l'ouvrage. Le soin apporté à l'exécution du barrage et les moyens qui y sont consacrés ont également une importance capitale pour la réussite de l'aménagement. Il est donc nécessaire de s'assurer que le chantier est confié à un exécutant compétent et expérimenté et que celui-ci dispose effectivement de tous les moyens nécessaires pour réaliser l'ouvrage dans des bonnes conditions.

IV.1. Organisation technique de préparation :

Les opérations essentielles de préparations dans l'organisation technique pour la construction hydrotechnique commencent par la préparation des documents qui donnent droit à l'organisme de réaliser l'exécution des travaux de construction.

L'organisation technique de préparation passe par les étapes suivantes :

- 1- Période de préparation, consiste à établir l'ordre chronologique et la cadence de réalisation des travaux en qualités et en quantités.
- 2- Mesure d'approvisionnement du chantier en matériaux de construction concernant le lieu et la qualité.

IV.2. Travaux préparatoires et installation de l'entreprise :

L'implantation d'un chantier nécessite un terrain de larges espaces, afin de ménager les divers aires de stockages et des pistes de circulation d'engins, suivie de leur occupation progressive par les locaux, engins, poste fixes de travail. On peut distinguer les installations suivantes :

- Installations destinées au personnel :

En générale, sont les dortoirs ; les réfectoires, les installations sanitaires et les bureaux de chantier.

- Installations destinées au stockage des matériaux :

Pour les ciments nous utilisons soit, des silos métalliques, soit des baraquements en bois ou en métal. Les agrégats stockés peuvent être en plein air, on doit seulement prévoir un croisement entre les différents types d'agrégats, pour éviter leur mélange et la faciliter de dosage du béton, et les aciers dans des baraquements, hangarsetc.

- Installations destinées à la réparation des engins :

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

- Installation destinée pour la préfabrication :

Pour cette installation, elle est constituée des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites.

IV.3.Travaux de réalisation :

- Travaux de terrassements :

Pour la réalisation des travaux de terrassements, il est nécessaire d'établir la balance des masses volumiques de terrassement en adoptant les travaux les plus économiques en ce qui concerne la répartition et le transport des matériaux de construction sur le chantier, ainsi que le choix par les caractéristiques techniques des outils mécaniques.

- Travaux d'excavations :

Les différentes opérations d'excavation devront être faites selon les données avancées dans le dossier des plans et le programme général des travaux, ces derniers comprennent le décapage, excavation et mise en dépôt des déblais suivant les étapes suivantes :

- Décapage de la terre végétale sur l'assise de barrage et la zone d'emprunt, qui sera transporté vers une décharge dans une zone stable sans influence sur le déroulement et le régime des travaux.

- Travaux secondaires :

Cela consiste au travail dont le besoin est de pouvoir exploiter tous les ouvrages dans les meilleures conditions possibles.

- L'aménagement de la zone d'emprunt.
- Stabilité des décharges ainsi que leur protection contre l'érosion et leur éloignement des cours d'eau.
- Reboisement des zones à risque d'érosion au alentour du barrage.

Tous les travaux peuvent être exécutés à partir de l'automne de la première année de construction et au cours de la deuxième année sauf pendant la période humide.

IV.4. Les moyens de chantier :

En ce qui concerne les moyens en personnel, l'entreprise devra indiquer nommément la personne physique responsable du chantier et son intérimaire en précisant leurs titres, références et compétence. Les mêmes indications devront être fournies pour les techniciens spécialisés tels que géotechnicien spécialiste en travaux d'étanchéité, d'injection etc. qui auraient à intervenir sur le chantier.

La construction d'un barrage nécessite l'utilisation de nombreux engins mécaniques destinés à scarifier, excaver, transporter, niveler et compacter les matériaux.

On peut distinguer le matériel de compactage, la fonction les caractéristiques principales et le rendement des différents engins de terrassement et de compactage susceptibles d'être utilisés lors de la réalisation du barrage.

- Les moyens humains :

En ce qui concerne les moyens humains pour la réalisation de l'ouvrage, on doit justifier la mise en œuvre du personnel compétent pour la réalisation des études préalables et pour la construction en précisant leurs titres et leurs compétences.

- Les engins de terrassement :

Le matériel général de terrassement comprend les engins traditionnels mis en œuvre pour la constitution des fouilles d'assise du barrage, l'extraction et / ou le transport des matériaux et la réalisation des finitions (remblai- enrochement ...).

- Le bulldozer.
- Pelle mécanique.
- Chargeur à pneu ou à chenilles.
- Décapeuse.
- Les niveleuses et les camions.

Le compactage des remblais est une phase très importante parce que cette opération est liée d'une façon directe à l'étanchéité de l'ouvrage. On fait appel aux engins suivants:

- Les compacteurs à pneus : Ils conviennent pour le compactage de tout type de sol.
- Les compacteurs à rouleaux vibrants : Ils sont utilisés pour le compactage des matériaux à angle de frottement élevé, tels les enrochements ou les sables à granulométrie serrée.
- Les compacteurs à pied dameurs (à pied de mouton) : Ils conviennent pour le compactage des sols fins.

- Le matériel de bétonnage :

On utilise le plus souvent des bétonnières pour la fabrication du béton nécessaire pour la construction des ouvrages en béton (évacuateur).

- Le matériel spécifique :

On utilise comme matériel :

- Les engins de forage et d'injection.
- Le matériel pour la fabrication des produits bitumineux.

IV.5. Planification :

IV.5.1 Définition :

Elle consiste à chercher constamment la meilleure façon d'utiliser avec économie la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre pour assurer l'efficacité de l'action à entreprendre, elle consiste en :

- Installation des postes de travail
- Observations instantanées
- Analyse des tâches
- Définition des objectifs et des attributions
- Simplification des méthodes
- Stabilisation des postes de travail

IV.5.2. Techniques de la planification :

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau
- Méthodes basées sur le graphique.

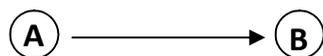
- Méthodes basées sur le réseau :

- **Définition du réseau :**

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

- Réseau à flèches :

L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



L'opération A précède l'opération B

- Réseau à nœuds :

L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches

L'opération (B) ne peut commencer que si l'opération (A) est complètement achevée.

- **Construction du réseau :**

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

- Etablissement d'une liste des tâches : il s'agit dans cette première phase de procéder à un inventaire très précis et détaillé de toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet.
- Détermination des tâches antérieures : après avoir dressé la liste des tâches à effectuer, il n'est pas toujours facile de construire un réseau, car il n'est pas aisé de dire si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes.
- Construction des graphes partiels
- Regroupement des graphes partiels
- Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage
- Construction du réseau

IV.5.3.Méthode C.P.M (Méthode du Chemin Critique) :

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

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

2^{ème} phase : analysé systématiquement le réseau, heure par heure, jour pour jour, selon l'unité de temps retenue.

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

IV.5.3.1.Les étapes de la planification_:

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend des étapes suivantes :

- Collection des informations :

L'établissement d'une synthèse d'analyse des informations acquises par des études comparatives permet l'usage correct du plan de réalisation de notre projet.

- Décomposition du projet :

C'est une partie importante, car chaque projet peut être analysé de diverses manières ; nous attribuons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels.

- Relations entre les tâches :

Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation; l'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.

IV.5.3.2.Les paramètres de la méthode C.P.M :

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

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec : TR : temps de réalisation.

DCP : date de commencement au plus tôt.

DCPP : date de commencement au plus tard.

DFP : date de finition au plus tôt.

DFPP : date de finition au plus tard.

MT : marge totale.

$$\text{Et : } \begin{cases} \text{DFP} = \text{DCP} + \text{TR} \\ \text{DCPP} = \text{DFPP} - \text{TR} \end{cases} \dots\dots\dots (\text{V.1})$$

IV.5.3.3.Chemin critique (C.C) :

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Donc pour retrouver un chemin critique, il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$\text{C.C} \Leftrightarrow \begin{cases} \text{MT} = 0 \\ \sum \text{TR}_{\text{C.C}} = \text{D.T.P} \end{cases}$$

IV.5.3.4.Attribution des durées de chaque opération :

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

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

En utilisant les normes C.N.A.T, on pourra appliquer la formule suivante:

$$T = \frac{Q.N}{n} \dots\dots\dots (\text{V.2})$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} Q = \text{Quantité de travail} \\ N = \text{Rendement} \\ n = \text{Nombre d'équipes} \end{cases}$$

IV.6. Les plannings :

Il existe trois types du plan de travail :

- Plan du travail au plus tôt :

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tôt, l'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est riche en moyens et travaille sur plusieurs chantiers.

- Plan de travail au plus tard (PTPP) :

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tard ; les tâches ne sont pas retardées, l'entreprise opte pour ce type de planning quand ses moyens sont limités (plus économique).

- Plan de travail intermédiaire :

Les opérations commencent à une date intermédiaire, entre date au plus tôt et date au plus tard ; l'entreprise opte pour ce type de planning quand elle est riche et travaille sur un seul chantier (moyens parfaits).

IV.7. Délai de construction et programme des travaux :

- Le délai de construction de l'ouvrage est déterminé en tenant compte du temps de réalisation de chacune des opérations qui le composent, tout en sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement. La bonne exécution de ces travaux suppose une bonne planification des différentes tâches.
- Le déroulement du travail dans un ordre correct, c'est-à-dire, une bonne succession des opérations.
- Le respect des délais de réalisation pour chaque opération.
- Faire le travail le plus économiquement possible.

IV.8. Programme des travaux du barrage de Seklafa :

Le programme des travaux des ouvrages du barrage de Seklafa a été établi compte tenu de tous les principaux fronts de travail et les conditions spécifiques du site, en particulier la localisation isolée et les conditions climatiques du site du barrage.

Le programme d'exécution des travaux est basé sur les suppositions suivantes :

- Un délai de 2 mois pour la mobilisation de l'entreprise et l'installation du chantier.
- La dérivation de l'oued commencera au début de première année.
- Rythme des travaux :
 - Excavations pour la fondation du barrage : $10\,000\text{ m}^3$ / mois
 - Béton en masse : $10\,000\text{ m}^3$ / mois
- La fermeture de la galerie de dérivation provisoire se réalisera dans la période sèche.

IV.9. Etude de la planification du barrage de Seklafa :

- Symboles des différentes opérations :

Tableau.V.1: Symboles des opérations

Travaux	Opérations	Durées
Installation de chantier	A	2
Construction Des batardeaux	B	4
Construction de la galerie de dérivation	C	2
Construction du corps du barrage	D	17
Construction de l'évacuateur de crue	E	8
Construction du bassin d'amortissement	F	2
Fermeture de la galerie de dérivation	G	1
Construction de la prise d'eau et vidange de fond	H	4
Traitement de fondation	I	4
Auscultations	J	3
Finissements	K	4

- Le chemin critique :

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Tableau.V.2: Calcul du TR par la méthode du tableau

Opérations	TR	DP		DFP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	2	0	2	0	2	0
B	4	2	6	2	6	0
C	2	6	8	6	8	0
D	17	8	25	8	25	0
E	8	8	16	17	25	9
F	2	16	18	27	29	11
G	1	25	26	25	26	0
H	4	26	30	26	30	0
I	4	18	22	29	33	11
J	3	30	33	30	33	0
K	4	33	37	33	37	0

Le schéma du réseau à nœuds et le diagramme de Gant sont représentées dans la planche N° 05

Le chemin critique est : **A – B – C – D – G – H – J – K**

Le temps de réalisation est égal à **37 mois**

IV.10.Calcul du devis estimatif :

Le devis estimatif de est déterminé en fonction de la quantité des travaux et, des matériaux utilisés pour la réalisation du projet, notre, étude concernant L'établissement du devis se basera essentiellement sur les prix actualisés adopter pour différentes quantité de coffrage, de bétonnage. Le calcul du cout de l'évacuateur de crue est représenté dans le tableau suivant :

Tableau.V.3: Cout de l'évacuateur de crue

		prix unitaire (DA)	prix total (DA)
coffrage	finition normale : 1145 m ³	700	1197000
Bétonnage	volume de béton : 226523 m ³	9000	261058500
excavation	Volume d'excavation : 12375 m ³	250	3093750
Enrochement	Volume d'enrochement : 8400 m ³	2000	16800000
prix total	330114623DA		

Conclusion :

La durée de construction propre du barrage Seklafa est au moins **37 mois**. Cette durée est à considérer comme maximum absolu.

Le cout estimatif global de l'évacuateur de crue est de **330114623DA**

CHAPITRE V :
PROTECTION ET SECURITE
DE TRAVAIL

CHAPITRE V: PROTECTION ET SECURITE DE TRAVAIL

Introduction :

Les forces productives de la société sont d'autant plus réduites que le nombre d'accident de travail et de maladies professionnelles augmentent. En Algérie, une perte considérable en temps et en argent a été ressentie suivant les données de la sécurité sociale. Les causes les plus fréquentes sont dues aux objets en cours de manutention ainsi qu'aux emplacements de travail, les surfaces de circulation et les masses en mouvements.

L'esprit négatif des accidentés et maladies professionnelles se répercute sur la production et sur le plan financier et humain qui n'est autre que le capital le plus précieux de ce pays.

Notre objectif essentiel est de réduire au maximum la fréquence et la gravité des accidents. Pour cela, il a été élaboré un certain nombre de consignes et de règlements que l'on appelle "Sécurité du travail».

L'esprit de sécurité doit régner dans une enceinte de travail, ce qui permettra de façon efficace de réduire le taux d'accidents ; La direction et le service de sécurité au personnel en lui.

V.1. Causes des accidents de travail :

Les différents facteurs réagissant les causes d'accident de travail se subdivisent en deux catégories : l'une se traduit par les facteurs humains, l'autre par les facteurs matériels.

a) facteurs humains :

Ces facteurs concernent les actions dangereuses dans le travail dues au comportement de nature humaine qui nécessite dans certains cas l'intervention d'un médecin et d'un psychologue tel que :

- La négligence des travailleurs.
- La fatigue excessive
- Manque de concentration.
- L'agitation
- La nervosité.
- Inaptitude mentale ou physique.
- Taux d'erreur important.

b) facteurs matériels :

Les causes d'accédant d'origine matérielle évoluent généralement pendant l'exécution des travaux. Elles proviennent :

- Des outils et engins utilisés (implantation, entretien).
- Du lieu de travail (éclairage, conditions climatiques).
- Des conditions d'hygiène et de sécurité (ventilation, production).

V.2.Causes des maladies professionnelles :

a) Les poussières :

Par son inhalation, la poussière est l'un des facteurs qui cause le plus de maladies graves. Parmi ces maladies nous pouvons citer la silicose due aux poussières de silicium qui est l'une des plus grave et des plus fréquentes des maladies professionnelles, notons également l'asbestose due aux poussières d'amiante, ainsi que la sidérose due aux poussières d'oxyde de fer.

Ces maladies se traduisent par un certain nombre de syro tomes tels que :

- dyspnée : au début difficulté de respirer, c'est une dyspnée d'effort, puis cela aboutit à une insuffisance respiratoire plus importante.
- hémoptysie : expectoration sanglante avec risque de tuberculose.

b) Le bruit :

Les surdités professionnelles les surviennent par traumatismes sonores du à la nocivité du bruit pour l'oreille interne, surtout les bruits impulsifs inférieur à une seconde et aigue, c'est une surdité de perception parce qu'elle se situe au niveau de l'oreille interne.

Nous pouvons citer comme exemple le marteau piqueur qui donne une surdité de perception avec une notion à clarifier : une durée minimale d'exposition de deux années, déficit audimétrique bilatéral par lésions cochéire irréversible, c'est-à-dire ne s'aggravant plus après cessation d'exposition aux risques, le marteau piqueur donne également des tendinites aux niveaux des coudes et des poignets par microtraumatismes dus aux vibrations.

V.3.Conditions dangereuses dans le chantier :

- Installation non protégée ou male protégée.
- Outillages, engins et équipements en mauvais état.
- Matière défectueuse, stockage irrationnel.
- Protection individuelle inexistante.
- Défauts dans la construction.
- Eclairage défectueux.
- Facteur d'ambiance impropre.
- Conditions climatiques défavorables.

V.3.1.Méthode et moyens de prévention :

- Assurer une protection individuelle.
- Assurer un entretien continu.
- Prudence demandée.
- Eviter toute cadence supérieure à la normale.
- Assurer aux installations des protections.
- Utiliser des protections (gardes corps).
- Assurer un stockage rationnel

V.4.Actions dangereuses :

- Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables.
- Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
- Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
- Imprudence durant le travail.
- Suivre un rythme de travail inadapté.

V.4.1.Méthode et moyens de prévention :

- Demander l'autorisation d'agir et avertir.
- La protection individuelle est obligatoire.
- Développer l'esprit de sécurité et d'hygiène.
- L'intervention à une meilleure utilisation.
- Veiller à une meilleure utilisation.

V.5. Calcul du débit d'air nécessaire à la ventilation du tunnel :

Il existe trois méthodes pour le calcul d'air nécessaire à la ventilation :

- 1- Le calcul du débit d'air par le taux de ventilation.
- 2- Calcul du débit d'air par l'alimentation minimum.
- 3- Calcul du débit d'air par l'accroissement de chaleur.

Pour notre cas, on calculera le débit d'air par l'alimentation minimum, cette méthode consiste à assurer une alimentation minimum de 30 m³ d'air frais par personne et par heure. Elle permet le renouvellement de l'air pollué dégagé par les travailleurs, les infrastructures industrielles et les machines.

Le calcul du débit d'air se fait comme suit :

$$\text{On a : } Q = A_m \cdot N \dots\dots\dots (VI.1)$$

Avec : Q : Débit d'air frais en (m³/h).

A_m : Alimentation Minimum (A_m = 30 m³ / h / personne)

N: Nombre de personne dans le lieu à aérer.

V.5.1. Etude de dimensionnement du réseau de ventilation:

Le réseau de ventilation joue un très grand rôle dans la technologie actuelle. Le processus d'aération s'impose pour l'étude des systèmes de ventilations, cette étude nécessite les points suivants :

- Etude détaillée des plans des ouvrage à aéré et ceci dans le but de projeter le système le mieux adapté en évitant autant que possible toutes les obstructions et en projetant des tracés de canalisations simples comportant des coudes à grands rayons et des changements de sections des canalisations.
- Disposer les sorties des canalisations en vue d'assurer une bonne répartition de l'air dans l'espace à aérer.
- Déterminer le nombre et les dimensions de sortie sur la base du volume d'air ainsi que la vitesse admissible en ne perdant pas de vue les distances des conduites.

Il faut noter que le bruit dans les canalisations augmente avec l'accroissement de la vitesse, et il faut s'assurer que les grillages placer en fins des conduites présentes des surfaces libres suffisantes pour la circulation et l'entretien.

- Calculer les dimensions des canalisations par l'une des méthodes suivantes :

1. La méthode dynamique :

Cette méthode consiste à fixer la vitesse admissible pour les différentes canalisations et les différentes pièces spécialisées.

Les vitesses de l'air dans les différentes canalisations sont données dans le tableau suivant :

Tableau.VI.1: Vitesse de l'air dans les différentes canalisations

N°	Désignation	Ouvrage hydrotechnique	Usines et grands bâtiments
1	à l'entrée de la conduite	(4 – 5) m/s	(6 – 8) m/s
2	Conduite principale	(4 – 5) m/s	(6 – 12) m/s
3	Canalisations dérivées	(2 – 5) m/s	(3 – 6) m/s
4	Colonnes montantes	(1.5 – 3) m/s	(2 – 4) m/s
5	Pièces spécialisées (coudes ...)	(0.5 – 2) m/s	(1 – 3) m/s

2. Méthode d'équifriction :

Cette méthode est basée sur la vitesse admissible au niveau du dernier tronçon, elle est prise égale à (2 m/s).

Pour notre cas on utilise la méthode dynamique.

V.5.2.Calcul du diamètre des canalisations :

On à la formule donnant la section des canalisations en fonction du débit et de la vitesse :

$$S = Q/ V \text{ (m}^2\text{)}. \dots\dots\dots \text{(VI.2)}$$

Q: Debit d'air (m³/s).

V : Vitesse de circulation d'air dans la conduite.

On a encore : $Q = \frac{\pi V D^3}{4} \text{ (m}^3\text{/s)}$ D'ou $D = \sqrt[3]{\frac{4 Q}{\pi V}} \text{ (m)} \dots\dots\dots \text{(VI.3)}$

Conclusion :

Une source ininterrompue de déboire, de retards et de pertes dans l'entreprise provient des accidents survenant au personnel ; de simples petites meurtrissures aux mortelles.

Des milliers d'accident graves ont leurs origines dans de simples blessures qu'on aurait pu éviter par l'emploi de dispositifs de sûreté (casque, gants masques, lunette....).

Tous ces accidents ainsi que les détériorations du matériel qui les accompagnent fréquemment sont d'autant plus regrettables qu'ils sont presque exclusivement dus à la négligence et à l'inobservation des règles les plus élémentaires de sécurité.

Conclusion générale :

La construction du barrage Seklafa sur oued M'zi dans la wilaya de Laghouat favorise le développement du secteur de l'agriculture, assure l'amélioration de la production et maintient les populations rurales en leurs assurant de réelles possibilités de développement.

Dans le cadre de notre projet intitulé étude d'avant projet détaillé de l'évacuateur de crue du barrage Seklafa nous avons fait : une mémoire de synthèse de l'étude de faisabilité (déjà réaliser), une étude hydrologique du bassin versant et de la cuvette, laminage de crue, une étude des variantes de l'évacuateur de crue ,un calcul de stabilité puis un étude d'organisation de chantier et un chapitre de protection et sécurité de travail.

D'après les résultats trouvés, le barrage de Seklafa est de type poids en béton conventionnel dosé de 350Kg/m^3 . La hauteur du barrage est de 44.18 m. le volume normal de la retenue est de 29.87Mm^3 .

L'évacuateur de crue est de type central à profil creager.il est dimensionné pour une crue de projet de $1125.4\text{ m}^3/\text{s}$ avec une période de retour de 1000 ans.il est composé d'un déversoir de 45 m de largeur et bassin de dissipation type saut de ski.

Le cout de réalisation du barrage donné par le devis quantitatif et estimatif est de 330114623DA

Références bibliographiques

- [01] : ANBT
(Étude géologique et géotechnique de barrage Seklafa)
- [02] : B. TOUAIBIA
(Manuel pratique d'hydrologie. ENSH Blida. Mars 2004)
- [03] : B. TOUAIBIA et B. BENLAOUKLI :
(Introduction au dimensionnement des retenues collinaires. Avril 2004)
- [04] : Ministère de l'Agriculture
(Technique des barrages en aménagement rural. 1977).
- [05] :M.K.MIHOUBI :
(Guide de dimensionnement d'un barrage déversoir .ENSH 1999)
- [06] : ARMANDO LENCASTRE
(Hydraulique générale)
- [07] : M.M.HASSEN
(Abaques de calcul hydraulique de l'évacuateur de crue. ENSH2004)
- [08] : REMI POCHAT.
(Évacuateurs de crues. 1985)
- [09] : Bureau of U.S. Reclamation
(Desin of small dams. 1987)
- [10] : ANBT
(Manuel de conception et projets typiques des évacuateurs de crues .2004)
- [11] : GERARD DEGOUTTE
(Petits barrages.1977)
- [12] : P.Novak, A.I.B.Moffat, C.Nalluri et R.Narayanan.
(Hydraulic Structures Fourth Edition)
- [13] : Farhad Yazdandoost et Jalal Attari
(Hydraulics of dams and river :Farhad Yazdandoost et Jalal Attari)

ANNEXES

Annexe(I) :

Tableau.I.1. Pluies mensuelles et moyennes annuelles

année	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avr	mai	juin	juil	aou	annuelle
1971	0,0	9,5	66,9	25,4	16,0	14,5	42,2	7,4	11,0	15,5	10,8	13,9	233,1
1972	15,3	40,5	20,3	3,6	4,0	7,2	16,3	17,8	3,4	18,3	0,4	2,9	150,0
1973	6,3	0,7	37,7	20,4	0,8	22,1	55,3	45,4	7,1	73,5	5,9	0,0	275,2
1974	5,9	13,0	4,8	0,4	0,8	27,3	49,1	51,4	5,3	45,9	3,2	1,5	208,5
1975	0,0	3,8	9,0	12,5	5,4	16,2	60,0	3,5	26,7	38,8	40,9	12,6	229,4
1976	54,8	26,1	9,6	6,2	18,9	1,7	3,4	0,1	25,9	0,0	0,0	20,1	166,8
1977	9,4	2,6	27,0	0,4	6,6	0,0	0,0	20,9	8,3	8,6	0,0	0,0	83,8
1978	6,5	30,7	0,0	0,7	44,8	12,8	4,6	4,6	4,8	15,6	0,0	0,0	125,1
1979	58,1	5,2	0,0	6,6	5,0	30,4	57,1	12,8	2,6	0,0	0,0	0,0	177,8
1980	21,6	0,0	59,0	0,0	0,0	14,0	4,5	16,6	0,0	19,7	0,0	0,0	135,4
1981	0,0	13,2	23,4	7,6	10,2	11,8	2,0	69,3	3,5	0,0	0,0	0,0	141,1
1982	0,0	1,6	2,4	0,0	0,0	3,2	0,0	22,7	8,8	22,0	5,0	3,7	69,4
1983	0,0	12,0	3,1	1,2	11,8	12,9	25,1	10,7	14,6	4,4	2,2	0,0	98,1
1984	0,0	11,8	2,1	0,7	21,4	0,0	2,3	0,0	32,2	0,0	1,0	1,9	73,4
1985	0,0	2,7	22	11	14,9	7,7	90,4	1,1	13,5	0	0	7,5	170,9
1986	3,5	47,6	40,7	2,5	19,4	1,5	6,5	10,7	0,0	0,0	1,5	1,0	134,9
1987	0,0	0,0	9,4	5,2	1,0	0,8	0,0	7,3	11,5	26,6	0,0	3,9	65,7
1988	8,8	0,0	6,4	0,0	0,0	0,0	1,0	0,0	6,5	0,0	4,8	3,1	30,6
1989	0,0	0,0	2,4	0,0	40,2	0,0	2,6	16,1	47,0	0,0	0,0	4,0	112,3
1990	4,0	0,0	3,8	0,0	0,0	29,5	47,2	8,5	9,0	0,0	7,0	14,9	123,9
1991	27,2	57,7	4,3	29,1	12,8	6,3	31,6	4,4	23,3	0,0	9,2	0,0	205,9
1992	4,2	0,0	23,4	0,3	0,4	1,6	17,3	1,2	17,2	10,5	12,4	13,5	102,0
1993	4,1	0,3	3,3	0,5	17,7	0,8	23,3	0,2	0,0	9,3	0,0	11,2	70,7
1994	49,8	115,9	4,9	0,2	1,4	10,9	25,2	8,6	2,2	26,1	0,6	17,2	263,0
1995	21,5	79,2	0,6	13,1	23,5	16,4	83,2	8,7	21,6	40,0	3,3	6,8	317,9
1996	10,0	0,0	0,0	12,0	13,9	0,7	5,1	55,4	5,0	1,5	1,0	54,5	159,1
1997	68,0	21,2	18,7	8,9	6,5	11,8	4,4	14,5	13,6	7,6	0,0	18,1	193,3
1998	23,0	0,0	0,0	2,7	65,9	27,1	36,7	0,3	0,2	14,6	19,3	8,5	198,3
1999	29,2	6,3	11,1	50,2	0,0	0,0	0,7	0,7	6,2	10,3	5,0	0,0	119,7
2000	15,6	30,8	0,5	0,6	10,6	3,5	0,9	1,1	3,8	0,2	3,2	35,6	106,4
2001	26,6	17,2	2,7	12,0	8,1	0,6	0,6	22,7	12,9	0,0	0,0	35,0	138,4
2002	1,5	7,3	10,2	0,5	17,1	2,1	3,7	4,1	11,8	9,5	9,3	3,9	81,0
2003	2,6	73,1	15,8	13,9	0,2	16,0	26,1	36,8	30,4	13,5	21,7	16,7	266,8
2004	1,3	18,5	0,6	42,8	0,0	12,0	0,2	0,4	0,8	10,5	10,2	0,8	98,1
2005	57,6	33,4	5,4	9,4	23,0	6,7	0,9	15,8	56,6	2,9	9,4	2,4	223,5
2006	9,0	2,0	13,5	31,9	5,0	7,7	19,3	38,5	2,8	0,0	5,4	11,8	147,0
2007	17,5	28,2	4,4	3,3	0,0	23,1	2,4	0,7	10,5	3,2	1,4	0,0	94,7
moyenne	15,2	19,2	12,7	9,1	11,6	9,7	20,3	14,6	12,4	12,1	5,2	8,8	151

Tableau .I.1. Pluies maximales journalières.

année	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avr	mai	juin	juil	aou	max
1971	0,0	4,0	36,0	6,5	5,4	8,6	29,1	5,0	5,1	7,4	7,8	2,5	36,0
1972	8,1	12,8	19,4	1,1	1,1	2,3	3,7	15,6	2,5	11,9	0,4	0,9	19,4
1973	6,1	0,7	10,9	12,2	0,5	7,3	23,8	12,2	4,8	22,5	4,2	0,0	23,8
1974	3,1	4,6	3,9	0,4	0,5	6,0	25,1	16,5	4,1	13,9	3,2	1,5	25,1
1975	0,0	3,6	6,6	5,1	1,9	5,7	22,5	3,5	10,8	23,5	15,7	11,5	23,5
1976	18,0	18,0	8,4	6,2	8,1	1,7	3,4	0,1	14,5	0,0	0,0	8,4	18,0
1977	5,6	1,8	27,0	0,4	3,6	0,0	0,0	8,8	4,3	8,6	0,0	0,0	27,0
1978	6,5	30,7	0,0	0,7	38,0	3,0	3,2	2,0	1,9	5,6	0,0	0,0	38,0
1979	33,2	5,2	0,0	6,6	5,0	16,2	25,1	7,9	2,6	0,0	0,0	0,0	33,2
1980	11,3	0,0	53,8	0,0	0,0	5,5	4,5	16,6	0,0	14,0	0,0	0,0	53,8
1981	0,0	8,1	16,6	3,9	6,4	5,5	2,0	39,3	3,5	0,0	0,0	0,0	39,3
1982	0,0	1,6	2,4	0,0	0,0	3,2	0,0	11,6	4,9	2,4	2,8	2,3	11,6
1983	0,0	7,6	3,1	1,2	5,9	5,3	5,7	7,4	8,1	2,0	2,2	0,0	8,1
1984	0,0	4,5	1,5	0,7	13,7	0,0	1,5	0,0	15,2	0,0	1,0	0,7	15,2
1985	0,0	1,7	19,0	5,5	14,9	7,2	84,0	1,1	7,5	0,0	0,0	7,5	84,0
1986	3,5	17,3	32,8	1,5	10,8	1,5	6,5	10,7	0,0	0,0	1,5	0,5	32,8
1987	0,0	0,0	8,0	4,2	1,0	0,8	0,0	7,3	5,0	18,6	0,0	2,2	18,6
1988	4,7	0,0	5,0	0,0	0,0	0,0	1,0	0,0	6,5	0,0	4,8	0,0	6,5
1989	0,0	0,0	2,4	0,0	11,2	0,0	1,0	10,0	13,7	0,0	0,0	2,1	13,7
1990	2,5	0,0	3,8	0,0	0,0	21,7	20,2	4,7	9,0	0,0	2,3	2,1	21,7
1991	10,9	22,2	2,3	7,2	8,7	6,3	11,7	1,7	7,0	0,0	3,6	0,0	22,2
1992	3,7	0,0	7,5	0,3	0,4	1,6	15,3	1,2	10,6	6,2	6,4	13,5	15,3
1993	4,1	0,3	1,8	0,5	9,0	0,8	20,4	0,2	0,0	4,8	0,0	6,5	20,4
1994	24,9	69,5	3,1	0,2	0,7	8,9	12,4	6,2	1,4	18,8	0,6	5,5	69,5
1995	9,7	31,3	0,6	8,2	6,8	6,6	28,3	5,4	21,3	30,9	2,7	6,0	31,3
1996	7,2	0,0	0,0	5,5	6,0	0,7	4,6	13,3	3,5	1,5	0,6	39,9	39,9
1997	31,4	6,4	18,3	8,9	4,5	9,1	2,4	14,5	4,5	4,0	0,0	14,6	31,4
1998	9,2	0,0	0,0	2,7	28,5	13,6	23,8	0,3	0,2	13,2	12,2	8,5	28,5
1999	12,6	2,9	3,6	40,4	0,0	0,0	0,7	0,7	4,6	6,3	3,0	0,0	40,4
2000	11,5	28,8	0,3	0,6	5,9	2,3	0,5	1,1	2,3	0,2	3,2	21,9	28,8
2001	21,4	9,1	1,4	7,8	8,1	0,6	0,4	8,4	12,5	0,0	0,0	12,4	21,4
2002	0,9	5,8	5,0	0,5	10,7	1,6	3,2	3,8	7,6	4,4	4,1	2,3	10,7
2003	1,2	24,6	11,6	8,7	0,2	10,0	24,9	24,4	16,5	6,0	14,5	14,0	24,9
2004	0,6	7,7	0,6	22,0	0,0	4,7	0,2	0,4	0,8	7,5	7,3	0,5	22,0
2005	22,4	9,0	4,2	8,5	8,7	5,5	0,9	9,4	20,4	2,9	5,3	2,4	22,4
2006	2,8	1,1	8,4	20,6	2,6	6,6	8,6	21,1	1,4	0,0	3,1	5,4	21,1
2007	9,2	11,9	4,4	1,7	0,0	12,2	2,4	0,7	9,0	3,2	1,4	0,0	12,2
													Moy=27.4

Tableau I.3. Série des apports naturels

année	sep	oct	nov	dec	jan	fev	mars	avr	mai	juin	juil	aout	année
1975	1,91	0,37	0,42	0,45	0,5	0,48	0,58	0,57	1,68	1,7	3,37	0,46	12,5
1976	3,33	7,09	0,45	0,47	0,68	0,34	0,35	0,35	2,14	0,4	0,29	0,32	16,2
1977	0,45	0,41	0,46	0,46	0,52	0,44	0,52	0,49	0,52	1,4	0,4	0,36	6,44
1978	0,41	0,51	0,41	0,47	5,72	0,5	0,47	0,39	0,37	1,84	0,42	0,45	11,95
1979	15,57	0,43	0,4	0,41	0,44	0,5	1,99	0,51	0,55	0,39	0,38	0,4	21,97
1980	3,37	0,53	3,61	0,58	0,64	11,84	0,52	0,37	0,45	0,47	0,42	0,37	23,18
1984	0,48	3,71	0,31	0,31	0,32	0,31	0,35	0,29	0,41	0,25	0,26	0,26	7,27
1985	0,25	0,25	7,75	0,26	0,31	0,29	3,3	0,26	0,23	0,24	0,25	0,25	13,64

Tableau I.3. Série des apports d'estimation

année	Précipitation (mm)	débit moyen (m ³ /s)	Apport (Mm ³)
1976	166,8	0,51	16,2
1977	62,9	0,20	6,44
1978	125,1	0,38	11,95
1979	177,8	0,69	21,97
1980	156,4	0,73	23,18
1981	173,8	0,67	21,05
1982	51,2	0,03	1,10
1983	98	0,28	8,72
1984	73,4	0,23	7,27
1985	170,8	0,43	13,64
1986	134,9	0,47	14,72
1987	65,7	0,11	3,46
1988	30,6	0,03	0,95
1989	108,3	0,33	10,40
1990	109,5	0,34	10,59
1991	205,9	0,83	26,28
1992	102	0,30	9,37
1993	70,7	0,14	4,28
1994	263	1,13	35,57
1995	317,9	1,41	44,50
1996	159,1	0,59	18,66
1997	193,3	0,77	24,23
1998	198,3	0,79	25,04
1999	119,7	0,39	12,25
2000	106,4	0,32	10,09
2001	138,4	0,48	15,29
2002	81	0,19	5,95
2003	266,8	1,15	36,19
2004	98,1	0,28	8,74
2005	223,5	0,92	29,14
2006	157,9	0,59	18,47
2007	94,7	0,26	8,18

Tableau I.3. Résultat de calcul de la composante interannuelle

n	n ^{0.5}	C _V	C _S	F95%	KP=C _V .FP+1	zp=(α-kp)n	
						0,8	0,9
1	1	0,64	1,28	-1,21	0,22688	0,57312	0,67312
2	1,414	0,453	0,905	-1,21	0,453	0,693	0,893
3	1,732	0,370	0,739	-1,21	0,554	0,739	1,039
4	2,000	0,320	0,640	-1,21	0,613	0,746	1,146
5	2,236	0,286	0,572	-1,21	0,654	0,729	1,229
6	2,449	0,261	0,523	-1,21	0,684	0,694	1,294
7	2,646	0,242	0,484	-1,21	0,708	0,645	1,345
8	2,828	0,226	0,453	-1,21	0,727	0,587	1,387
9	3,000	0,213	0,427	-1,21	0,742	0,519	1,419
10	3,162	0,202	0,405	-1,21	0,756	0,445	1,445
11	3,317	0,193	0,386	-1,21	0,767	0,364	1,464
12	3,464	0,185	0,370	-1,21	0,777	0,278	1,478
13	3,606	0,178	0,355	-1,21	0,786	0,188	1,488
14	3,742	0,171	0,342	-1,21	0,793	0,093	1,493
15	3,873	0,165	0,330	-1,21	0,800	-0,006	1,494
16	4,000	0,160	0,320	-1,21	0,807	-0,108	1,492
17	4,123	0,155	0,310	-1,21	0,812	-0,212	1,488
18	4,243	0,151	0,302	-1,21	0,818	-0,320	1,480
19	4,359	0,147	0,294	-1,21	0,823	-0,430	1,470
20	4,472	0,143	0,286	-1,21	0,827	-0,543	1,457
21	4,583	0,140	0,279	-1,21	0,831	-0,657	1,443
22	4,690	0,136	0,273	-1,21	0,835	-0,774	1,426
23	4,796	0,133	0,267	-1,21	0,839	-0,892	1,408
24	4,899	0,131	0,261	-1,21	0,842	-1,013	1,387
25	5,000	0,128	0,256	-1,21	0,845	-1,134	1,366
26	5,099	0,126	0,251	-1,21	0,848	-1,258	1,342
27	5,196	0,123	0,246	-1,21	0,851	-1,383	1,317
28	5,292	0,121	0,242	-1,21	0,854	-1,509	1,291
29	5,385	0,119	0,238	-1,21	0,856	-1,637	1,263
30	5,477	0,117	0,234	-1,21	0,859	-1,765	1,235
31	5,568	0,115	0,230	-1,21	0,861	-1,895	1,205
32	5,657	0,113	0,226	-1,21	0,863	-2,027	1,173
33	5,745	0,111	0,223	-1,21	0,865	-2,159	1,141
34	5,831	0,110	0,220	-1,21	0,867	-2,292	1,108
35	5,916	0,108	0,216	-1,21	0,869	-2,426	1,074
36	6,000	0,107	0,213	-1,21	0,871	-2,561	1,039
37	6,083	0,105	0,210	-1,21	0,873	-2,697	1,003

Annexe(II) :

Tableau.II.1 : laminage des crues par la méthode de Hildenblat (b=35m)

temps (h)	Q (m3/s)	Qmoy (m3/s)	Q-q (m3/s)	(Q-q)*Δt (m3)	v+1/2qΔt (m3)	q (m3/s)
0	0,000	18,363	18,363	0,132	29,850	0
2	36,726	91,815	91,031	0,655	29,916	0,784
4	146,903	238,718	233,627	1,682	30,244	5,091
6	330,532	459,073	444,107	3,198	31,085	14,9656369
8	587,613	752,879	693,345	4,992	32,684	59,534237
10	918,145	1021,643	884,780	6,370	35,180	136,862648
11,07	1125,140	1079,189	829,931	2,988	38,365	249,258466
12	1033,238	943,039	635,768	2,289	39,859	307,270954
14	852,840	773,803	419,803	3,023	41,003	353,999942
16	694,765	626,153	207,399	1,493	42,514	418,753201
18	557,540	498,615	46,593	0,335	43,261	452,021799
20	439,689	389,714	-69,898	-0,503	43,429	459,611942
22	339,739	297,977	-150,265	-1,082	43,177	448,241366
24	256,215	221,928	-202,194	-1,456	42,636	424,122146
26	187,641	160,093	-232,275	-1,672	41,908	392,367695
28	132,545	110,998	-245,883	-1,770	41,072	356,880513
30	89,451	73,168	-247,301	-1,781	40,187	320,469252
32	56,885	45,128	-239,918	-1,727	39,297	285,046024
34	33,372	25,405	-226,424	-1,630	38,433	251,828742
36	17,438	12,523	-208,994	-1,505	37,618	221,517012
38	7,608	5,008	-189,424	-1,364	36,865	194,432606
40	2,408	1,386	-169,239	-1,219	36,184	170,625715
42	0,364	0,182	-149,770	-1,078	35,574	149,951961
44	0,001	0,000	-132,126	-0,951	35,035	132,12594
46	0,000	0,000	-116,766	-0,841	34,559	116,765846
48	0,000	0,000	-103,477	-0,745	34,139	103,476877
50	0,000	0,000	-91,924	-0,662	33,767	91,9241908
52	0,000	0,000	-81,838	-0,589	33,436	81,8377589
54	0,000	0,000	-72,998	-0,526	33,141	72,9977617
56	0,000	0,000	-65,224	-0,470	32,878	65,2236819
58	0,000	0,000	-58,366	-0,420	32,643	58,3660858
60	0,000	0,000	-52,300	-0,377	32,433	52,3003577
62	0,000	0,000	-46,922	-0,338	32,245	46,9218722
64	0,000	0,000	-42,142	-0,303	32,076	42,1422376
66	0,000	0,000	-37,886	-0,273	31,924	37,886346
68	0,000	0,000	-34,090	-0,245	31,788	34,0900369
70	0,000	0,000	-30,698	-0,221	31,665	30,6982318
72	0,000	0,000	-27,663	-0,199	31,555	27,6634342
74	0,000	0,000	-24,945	-0,180	31,455	24,944514
76	0,000	0,000	-22,506	-0,162	31,365	22,5057161
78	0,000	0,000	-20,316	-0,146	31,284	20,3158476
80	0,000	0,000	-18,348	-0,132	31,211	18,3476056
82	0,000	0,000	-16,577	-0,119	31,145	16,5770197

84	0,000	0,000	-14,983	-0,108	31,086	14,9829867
86	0,000	0,000	-13,547	-0,098	31,032	13,54688
88	0,000	0,000	-12,252	-0,088	30,983	12,2522196
90	0,000	0,000	-11,084	-0,080	30,939	11,0843938
92	0,000	0,000	-10,030	-0,072	30,899	10,0304209
94	0,000	0,000	-9,079	-0,065	30,863	9,07874683
96	0,000	0,000	-8,219	-0,059	30,830	8,21907072
98	0,000	0,000	-7,442	-0,054	30,800	7,44219491
100	0,000	0,000	-6,740	-0,049	30,774	6,73989526
102	0,000	0,000	-6,105	-0,044	30,749	6,10480872
104	0,000	0,000	-5,530	-0,040	30,727	5,5303354
106	0,000	0,000	-5,011	-0,036	30,707	5,01055316
108	0,000	0,000	-4,540	-0,033	30,689	4,54014278
110	0,000	0,000	-4,114	-0,030	30,673	4,11432234
112	0,000	0,000	-3,729	-0,027	30,658	3,72878944
114	0,000	0,000	-3,380	-0,024	30,645	3,37967022
116	0,000	0,000	-3,063	-0,022	30,633	3,06347436
118	0,000	0,000	-2,777	-0,020	30,622	2,77705511
120	0,000	0,000	-2,518	-0,018	30,612	2,51757395
122	0,000	0,000	-2,282	-0,016	30,603	2,282469
124	0,000	0,000	-2,069	-0,015	30,594	2,06942708
126	0,000	0,000	-1,876	-0,014	30,587	1,87635862
128	0,000	0,000	-1,701	-0,012	30,580	1,70137533
130	0,000	0,000	-1,543	-0,011	30,574	1,54277022
132	0,000	0,000	-1,399	-0,010	30,569	1,39899972
134	0,000	0,000	-1,269	-0,009	30,563	1,2686676
136	0,000	0,000	-1,151	-0,008	30,559	1,15051059
138	0,000	0,000	-1,043	-0,008	30,555	1,04338544
140	0,000	0,000	-0,946	-0,007	30,551	0,94625731
142	0,000	0,000	-0,858	-0,006	30,548	0,85818927
144	0,000	0,000	-0,778	-0,006	30,545	0,77833292
146	0,000	0,000	-0,706	-0,005	30,542	0,70591989
148	0,000	0,000	-0,640	-0,005	30,539	0,64025418
150	0,000	0,000	-0,581	-0,004	30,537	0,58070525
152	0,000	0,000	-0,527	-0,004	30,535	0,52670184
154	0,000	0,000	-0,478	-0,003	30,533	0,47772626
156	0,000	0,000	-0,433	-0,003	30,531	0,43330942
158	0,000	0,000	-0,393	-0,003	30,530	0,39302613
160	0,000	0,000	-0,356	-0,003	30,528	0,35649103
162	0,000	0,000	-0,323	-0,002	30,527	0,3233548
164	0,000	0,000	-0,293	-0,002	30,526	0,29330078
166	0,000	0,000	-0,266	-0,002	30,525	0,26604189
168	0,000	0,000	-0,241	-0,002	30,524	0,24131786
170	0,000	0,000	-0,219	-0,002	30,523	0,2188927
172	0,000	0,000	-0,199	-0,001	30,522	0,19855246
174	0,000	0,000	-0,180	-0,001	30,521	0,18010311
176	0,000	0,000	-0,163	-0,001	30,521	0,16336874
178	0,000	0,000	-0,148	-0,001	30,520	0,1481898
180	0,000	0	0		29,85	0

Tableau.II.2 : laminage des crues par la méthode de Hildenblat (b=40m) :

temps (h)	Q (m3/s)	Qmoy (m3/s)	Q-q (m3/s)	(Q-q)*Δt (m3)	v+1/2qΔt (m3)	q (m3/s)
0	0,000	18,363	18,363	0,132	29,850	0
2	36,726	91,815	91,031	0,655	29,916	0,784
4	146,903	238,718	233,627	1,682	30,244	5,091
6	330,532	459,073	440,926	3,175	31,085	18,1460713
8	587,613	752,879	686,308	4,941	32,672	66,5704983
10	918,145	1021,643	870,154	6,265	35,143	151,48882
11,07	1125,140	1079,189	803,324	2,892	38,275	275,864685
12	1033,238	943,039	603,460	2,172	39,721	339,57919
14	852,840	773,803	383,742	2,763	40,808	390,060267
16	694,765	626,153	168,645	1,214	42,189	457,507894
18	557,540	498,615	10,316	0,074	42,796	488,298734
20	439,689	389,714	-100,491	-0,724	42,833	490,204979
22	339,739	297,977	-173,771	-1,251	42,472	471,74749
24	256,215	221,928	-218,490	-1,573	41,846	440,418427
26	187,641	160,093	-241,991	-1,742	41,060	402,084269
28	132,545	110,998	-250,004	-1,800	40,188	361,001766
30	89,451	73,168	-246,909	-1,778	39,288	320,076526
32	56,885	45,128	-236,044	-1,700	38,399	281,171713
34	33,372	25,405	-219,981	-1,584	37,550	245,385408
36	17,438	12,523	-200,749	-1,445	36,758	213,272075
38	7,608	5,008	-180,000	-1,296	36,035	185,008282
40	2,408	1,386	-159,125	-1,146	35,387	160,511368
42	0,364	0,182	-139,339	-1,003	34,814	139,521195
44	0,001	0,000	-121,654	-0,876	34,313	121,654135
46	0,000	0,000	-106,447	-0,766	33,875	106,446518
48	0,000	0,000	-93,439	-0,673	33,491	93,4394932
50	0,000	0,000	-82,252	-0,592	33,155	82,2522747
52	0,000	0,000	-72,583	-0,523	32,859	72,5827627
54	0,000	0,000	-64,189	-0,462	32,598	64,1886489
56	0,000	0,000	-56,874	-0,409	32,367	56,8736214
58	0,000	0,000	-50,477	-0,363	32,162	50,4771743
60	0,000	0,000	-44,867	-0,323	31,980	44,8669774
62	0,000	0,000	-39,933	-0,288	31,819	39,9330951
64	0,000	0,000	-35,584	-0,256	31,675	35,5835568
66	0,000	0,000	-31,741	-0,229	31,547	31,7409269
68	0,000	0,000	-28,340	-0,204	31,432	28,3396239
70	0,000	0,000	-25,324	-0,182	31,330	25,3238059
72	0,000	0,000	-22,646	-0,163	31,239	22,645689
74	0,000	0,000	-20,264	-0,146	31,158	20,2641988

76	0,000	0,000	-18,144	-0,131	31,085	18,1438817
78	0,000	0,000	-16,254	-0,117	31,019	16,2540191
80	0,000	0,000	-14,568	-0,105	30,961	14,5679023
82	0,000	0,000	-13,062	-0,094	30,909	13,0622354
84	0,000	0,000	-11,717	-0,084	30,861	11,7166396
86	0,000	0,000	-10,513	-0,076	30,819	10,5132414
88	0,000	0,000	-9,436	-0,068	30,781	9,43632583
90	0,000	0,000	-8,472	-0,061	30,747	8,47204587
92	0,000	0,000	-7,608	-0,055	30,717	7,60817575
94	0,000	0,000	-6,834	-0,049	30,690	6,83390141
96	0,000	0,000	-6,140	-0,044	30,665	6,13964168
98	0,000	0,000	-5,517	-0,040	30,643	5,51689492
100	0,000	0,000	-4,958	-0,036	30,623	4,95810709
102	0,000	0,000	-4,457	-0,032	30,605	4,45655779
104	0,000	0,000	-4,006	-0,029	30,589	4,00626158
106	0,000	0,000	-3,602	-0,026	30,575	3,60188218
108	0,000	0,000	-3,239	-0,023	30,562	3,23865766
110	0,000	0,000	-2,912	-0,021	30,550	2,91233512
112	0,000	0,000	-2,619	-0,019	30,540	2,61911134
114	0,000	0,000	-2,356	-0,017	30,530	2,35559277
116	0,000	0,000	-2,119	-0,015	30,522	2,1187307
118	0,000	0,000	-1,906	-0,014	30,514	1,9058028
120	0,000	0,000	-1,714	-0,012	30,507	1,71436833
122	0,000	0,000	-1,542	-0,011	30,501	1,54223968
124	0,000	0,000	-1,387	-0,010	30,495	1,38745532
126	0,000	0,000	-1,248	-0,009	30,491	1,2482558
128	0,000	0,000	-1,123	-0,008	30,486	1,12306236
130	0,000	0,000	-1,010	-0,007	30,482	1,01045802
132	0,000	0,000	-0,909	-0,007	30,478	0,90917061
134	0,000	0,000	-0,818	-0,006	30,475	0,81805768
136	0,000	0,000	-0,736	-0,005	30,472	0,73609312
138	0,000	0,000	-0,662	-0,005	30,469	0,66235503
140	0,000	0,000	-0,596	-0,004	30,467	0,59601508
142	0,000	0,000	-0,536	-0,004	30,465	0,53632884
144	0,000	0,000	-0,483	-0,003	30,463	0,4826272
146	0,000	0,000	-0,434	-0,003	30,461	0,43430868
148	0,000	0,000	-0,391	-0,003	30,460	0,39083251
150	0,000	0,000	0,000	0,000	29,85	0

Tableau.II.3 : laminage des crues par la méthode de Hildenblat (b=45m) :

temps (h)	Q (m3/s)	Qmoy (m3/s)	Q-q (m3/s)	(Q-q)*Δt (m3)	v+1/2qΔt (m3)	q (m3/s)
0	0,000	18,363	18,363	0,132	29,850	0
2	36,726	91,815	90,737	0,653	29,916	1,0775
4	146,903	238,718	232,614	1,675	30,243	6,10387
6	330,532	459,073	437,466	3,150	31,080	21,60643
8	587,613	752,879	662,647	4,771	32,655	90,2320406
10	918,145	1021,643	859,157	6,186	35,041	162,485917
11,07	1125,140	1079,189	780,840	3,008	38,134	298,349252
12	1033,238	943,039	570,665	1,911	39,637	372,374355
14	852,840	773,803	351,700	2,532	40,593	422,102275
16	694,765	626,153	134,902	0,971	41,859	491,250513
18	557,540	498,615	-20,139	-0,145	42,345	518,753845
20	439,689	389,714	-124,899	-0,899	42,272	514,613445
22	339,739	297,977	-191,229	-1,377	41,822	489,20593
24	256,215	221,928	-229,280	-1,651	41,134	451,20787
26	187,641	160,093	-246,995	-1,778	40,309	407,088405
28	132,545	110,998	-250,318	-1,802	39,419	361,316366
30	89,451	73,168	-243,619	-1,754	38,518	316,787066
32	56,885	45,128	-230,118	-1,657	37,641	275,246041
34	33,372	25,405	-212,230	-1,528	36,813	237,634826
36	17,438	12,523	-191,826	-1,381	36,049	204,348863
38	7,608	5,008	-170,412	-1,227	35,358	175,420261
40	2,408	1,386	-149,256	-1,075	34,745	150,642639
42	0,364	0,182	-129,471	-0,932	34,207	129,653349
44	0,001	0,000	-111,985	-0,806	33,741	111,985176
46	0,000	0,000	-97,107	-0,699	33,338	97,1069328
48	0,000	0,000	-84,509	-0,608	32,989	84,5085007
50	0,000	0,000	-73,774	-0,531	32,684	73,7737056
52	0,000	0,000	-64,577	-0,465	32,419	64,5768485
54	0,000	0,000	-56,660	-0,408	32,186	56,6598875
56	0,000	0,000	-49,816	-0,359	31,982	49,8160837
58	0,000	0,000	-43,878	-0,316	31,803	43,8781171
60	0,000	0,000	-38,709	-0,279	31,645	38,7093217
62	0,000	0,000	-34,197	-0,246	31,506	34,1971344
64	0,000	0,000	-30,248	-0,218	31,382	30,2481374
66	0,000	0,000	-26,784	-0,193	31,274	26,7842641
68	0,000	0,000	-23,740	-0,171	31,177	23,7398637
70	0,000	0,000	-21,059	-0,152	31,092	21,0594087
72	0,000	0,000	-18,696	-0,135	31,016	18,6956881
74	0,000	0,000	-16,608	-0,120	30,949	16,6083695

76	0,000	0,000	-14,763	-0,106	30,889	14,7628479
78	0,000	0,000	-13,129	-0,095	30,836	13,1293151
80	0,000	0,000	-11,682	-0,084	30,788	11,6820028
82	0,000	0,000	-10,399	-0,075	30,746	10,3985625
84	0,000	0,000	-9,260	-0,067	30,709	9,25955512
86	0,000	0,000	-8,248	-0,059	30,676	8,24802661
88	0,000	0,000	-7,349	-0,053	30,646	7,349155
90	0,000	0,000	-6,550	-0,047	30,619	6,54995396
92	0,000	0,000	-5,839	-0,042	30,596	5,83902311
94	0,000	0,000	-5,206	-0,037	30,575	5,20633659
96	0,000	0,000	-4,643	-0,033	30,556	4,64306328
98	0,000	0,000	-4,141	-0,030	30,539	4,14141325
100	0,000	0,000	-3,695	-0,027	30,524	3,6945061
102	0,000	0,000	-3,296	-0,024	30,511	3,2962577
104	0,000	0,000	-2,941	-0,021	30,499	2,94128243
106	0,000	0,000	-2,625	-0,019	30,489	2,62480849
108	0,000	0,000	-2,343	-0,017	30,479	2,34260441
110	0,000	0,000	-2,091	-0,015	30,471	2,090915
112	0,000	0,000	-1,866	-0,013	30,463	1,86640549
114	0,000	0,000	-1,666	-0,012	30,457	1,6661127
116	0,000	0,000	-1,487	-0,011	30,451	1,48740215
118	0,000	0,000	-1,328	-0,010	30,445	1,32793048
120	0,000	0,000	-1,186	-0,009	30,440	1,18561236
122	0,000	0,000	-1,059	-0,008	30,436	1,05859137
124	0,000	0,000	-0,945	-0,007	30,432	0,94521429
126	0,000	0,000	-0,844	-0,006	30,429	0,84400838
128	0,000	0,000	-0,754	-0,005	30,426	0,75366133
130	0,000	0,000	-0,673	-0,005	30,423	0,67300348
132	0,000	0,000	-0,601	-0,004	30,421	0,60099207
134	0,000	0,000	-0,537	-0,004	30,419	0,53669732
136	0,000	0,000	-0,479	-0,003	30,417	0,47929
138	0,000	0,000	-0,428	-0,003	30,415	0,42803047
140	0,000	0,000	-0,382	-0,003	30,413	0,38225889
142	0,000	0,000	-0,341	-0,002	30,412	0,34138653
144	0,000	0,000	-0,305	-0,002	30,411	0,30488807
146	0,000	0,000	-0,272	-0,002	30,410	0,27229469
148	0,000	0,000	-0,243	-0,002	30,409	0,24318797
150	0,000	0,000	-0,217	-0,002	30,408	0,21719447
152	0,000	0,000	-0,194	-0,001	30,407	0,19398081
154	0,000	0,000	-0,173	-0,001	30,406	0,17324941
156	0,000	0,000	-0,155	-0,001	30,406	0,1547346
158	0,000	0,000	-0,138	-0,001	30,405	0,13819918
160	0,000	0,000	-0,123	-0,001	30,405	0,1234314
162	0,000	0,000	-0,110	-0,001	30,404	0,11024216
164	0,000	0,000	-0,098	-0,001	30,404	0,09846264
166	0,000	0,000	-0,088	-0,001	30,403	0,08794209
168	0,000	0,000	-0,079	-0,001	30,403	0,07854588
170	0,000	0,000	-0,070	-0,001	30,403	0,07015381
172	0,000	0,000	-0,063	0,000	30,403	0,06265852
174	0,000	0,000	-0,056	0,000	30,402	0,05596417
176	0,000	0,000	-0,050	0,000	30,402	0,04998513
178	0,000	0,000	-0,045	0,000	30,402	0,04464495
180	0,000	0	0		29,85	0

Tableau.II.4 : laminage des crues par la méthode de Hildenblat (b=50m) :

temps (h)	Q (m3/s)	Qmoy (m3/s)	Q-q (m3/s)	(Q-q)*Δt (m3)	v+1/2qΔt (m3)	q (m3/s)
0	0,000	18,363	18,363	0,132	29,850	0
2	36,726	91,815	91,775	0,661	29,916	0,04
4	146,903	238,718	238,251	1,715	30,246	0,46717993
6	330,532	459,073	436,072	3,140	31,104	23,000455
8	587,613	752,879	684,314	4,927	32,674	68,5649044
10	918,145	1021,643	870,307	6,266	35,138	151,335602
11,07	1125,140	1079,189	802,702	2,890	38,271	276,487445
12	1033,238	943,039	601,336	2,165	39,716	341,70337
14	852,840	773,803	380,141	2,737	40,798	393,6613
16	694,765	626,153	162,996	1,174	42,166	463,156456
18	557,540	498,615	4,359	0,031	42,753	494,255527
20	439,689	389,714	-105,384	-0,759	42,769	495,09796
22	339,739	297,977	-176,912	-1,274	42,390	474,888405
24	256,215	221,928	-219,768	-1,582	41,753	441,69584
26	187,641	160,093	-241,651	-1,740	40,962	401,743691
28	132,545	110,998	-248,454	-1,789	40,092	359,452145
30	89,451	73,168	-244,592	-1,761	39,197	317,759467
32	56,885	45,128	-233,359	-1,680	38,317	278,487295
34	33,372	25,405	-217,253	-1,564	37,477	242,657834
36	17,438	12,523	-198,217	-1,427	36,694	210,740014
38	7,608	5,008	-177,821	-1,280	35,981	182,829192
40	2,408	1,386	-157,387	-1,133	35,341	158,773065
42	0,364	0,182	-138,074	-0,994	34,774	138,256676
44	0,001	0,000	-120,857	-0,870	34,277	120,857357
46	0,000	0,000	-106,088	-0,764	33,842	106,087571
48	0,000	0,000	-93,477	-0,673	33,460	93,4765772
50	0,000	0,000	-82,639	-0,595	33,123	82,6388549
52	0,000	0,000	-73,272	-0,528	32,826	73,2715583
54	0,000	0,000	-65,134	-0,469	32,562	65,1339569
56	0,000	0,000	-58,033	-0,418	32,328	58,0326132
58	0,000	0,000	-51,811	-0,373	32,119	51,8105527
60	0,000	0,000	-46,339	-0,334	31,932	46,3392396
62	0,000	0,000	-41,513	-0,299	31,765	41,5125528
64	0,000	0,000	-37,242	-0,268	31,616	37,2422107
66	0,000	0,000	-33,454	-0,241	31,482	33,4542584
68	0,000	0,000	-30,086	-0,217	31,362	30,0863425
70	0,000	0,000	-27,086	-0,195	31,253	27,085578
72	0,000	0,000	-24,407	-0,176	31,156	24,4068632

74	0,000	0,000	-22,012	-0,158	31,068	22,0115388
76	0,000	0,000	-19,866	-0,143	30,989	19,8663111
78	0,000	0,000	-17,942	-0,129	30,917	17,9423827
80	0,000	0,000	-16,215	-0,117	30,852	16,2147446
82	0,000	0,000	-14,662	-0,106	30,794	14,6615972
84	0,000	0,000	-13,264	-0,095	30,741	13,2638729
86	0,000	0,000	-12,005	-0,086	30,694	12,0048405
88	0,000	0,000	-10,870	-0,078	30,650	10,8697761
90	0,000	0,000	-9,846	-0,071	30,611	9,84568692
92	0,000	0,000	-8,921	-0,064	30,576	8,92107913
94	0,000	0,000	-8,086	-0,058	30,544	8,0857617
96	0,000	0,000	-7,331	-0,053	30,515	7,33067947
98	0,000	0,000	-6,648	-0,048	30,488	6,64777089
100	0,000	0,000	-6,030	-0,043	30,464	6,02984613
102	0,000	0,000	-5,470	-0,039	30,443	5,4704823
104	0,000	0,000	-4,964	-0,036	30,423	4,96393292
106	0,000	0,000	-4,505	-0,032	30,405	4,50504965
108	0,000	0,000	-4,089	-0,029	30,389	4,08921407
110	0,000	0,000	-3,712	-0,027	30,374	3,71227842
112	0,000	0,000	-3,371	-0,024	30,361	3,37051358
114	0,000	0,000	-3,061	-0,022	30,349	3,06056361
116	0,000	0,000	-2,779	-0,020	30,338	2,77940568
118	0,000	0,000	-2,524	-0,018	30,328	2,52431481
120	0,000	0,000	-2,293	-0,017	30,318	2,29283266
122	0,000	0,000	-2,083	-0,015	30,310	2,08273998
124	0,000	0,000	-1,892	-0,014	30,303	1,89203207
126	0,000	0,000	-1,719	-0,012	30,296	1,71889701
128	0,000	0,000	-1,562	-0,011	30,290	1,56169633
130	0,000	0,000	-1,419	-0,010	30,284	1,41894763
132	0,000	0,000	-1,289	-0,009	30,279	1,2893092
134	0,000	0,000	-1,172	-0,008	30,274	1,17156617
136	0,000	0,000	-1,065	-0,008	30,270	1,0646181
138	0,000	0,000	-0,967	-0,007	30,266	0,96746793
140	0,000	0,000	-0,879	-0,006	30,263	0,87921195
142	0,000	0,000	-0,799	-0,006	30,260	0,79903086
144	0,000	0,000	-0,726	-0,005	30,257	0,72618172
146	0,000	0,000	-0,660	-0,005	30,254	0,65999065
148	0,000	0,000	-0,600	-0,004	30,252	0,59984631
150	0,000	0,000	0,000	0,000	29,85	0

Tableau.II.5 : Volumes du corps du barrage pour différentes largeurs du seuil

b (m)	Partie	Coupe	S _i (m ²)	S _{moy} (m ²)	L _i (m)	V _i (m ³)	V _{total} (m ³)
30	droite	S1	762.68	497.92	35	17427	69293
		S2	263.15	179.5	15.84	2843	
		S3	95.84	47.92	20.48	978	
		S4	0				
	gauche	S1	762.68	655.28	35	22935	
		S2	577.88	485.27	22.46	10899	
		S3	392.66	292.24	33.5	9790	
		S4	191.81	95.91	46.1	4421	
		S5	0				
35	droite	S1	760.76	496	32.5	16120	65961
		S2	261.23	177.58	15.84	2813	
		S3	93.92	46.96	19.86	937	
		S4	0				
	gauche	S1	760.76	653.36	32.5	21234	
		S2	575.96	483.35	22.46	10856	
		S3	390.74	290.32	33.5	9726	
		S4	189.89	94.95	45.02	4275	
		S5	0				
40	droite	S1	759.08	494.32	30.5	15077	63191
		S2	259.55	175.9	15.84	2786	
		S3	92.24	46.12	18.84	869	
		S4	0				
	gauche	S1	759.08	651.68	30.5	19876	
		S2	574.28	481.67	22.46	10818	
		S3	389.06	288.64	33.5	9669	
		S4	188.21	94.11	43.52	4096	
		S5	0				
45	droite	S1	757.64	492.86	28	13800	59919
		S2	258.11	174.46	15.84	2763	
		S3	90.8	45.4	18.07	820	
		S4	0				
	gauche	S1	757.64	650.24	28	18207	
		S2	572.84	480.23	22.46	10786	
		S3	387.62	287.2	33.5	9621	
		S4	186.77	93.39	42	3922	
		S5	0				

50	droite	S1	756.44	491.68	25.5	12538	56691
		S2	256.91	173.26	15.84	2744	
		S3	89.6	44.8	17	762	
		S4	0				
	gauche	S1	756.44	649.04	25.5	16551	
		S2	571.64	479.03	22.46	10759	
		S3	386.42	286	33.5	9581	
		S4	185.57	92.78	40.5	3756	
S5		0					
55	droite	S1	755.36	490.6	23	11284	53560
		S2	255.83	172.18	15.84	2727	
		S3	88.52	44.26	16.2	717	
		S4	0				
	gauche	S1	755.36	647.96	23	14903	
		S2	570.56	477.95	22.46	10735	
		S3	385.34	284.92	33.5	9545	
		S4	184.49	92.25	39.56	3649	
S5		0					
60	droite	S1	754.28	489.51	20.5	10044	49553
		S2	254.75	171.1	15.84	2710	
		S3	87.44	43.72	15	656	
		S4	0				
	gauche	S1	754.28	646.88	20.5	13261	
		S2	569.48	476.87	22.46	10711	
		S3	384.26	283.84	30.5	8657	
		S4	183.41	91.71	38.32	3514	
S5		0					
65	droite	1	753.56	488.8	18	8798	46509
		S2	254.03	170.38	15.84	2699	
		S3	86.72	43.36	14.6	633	
		S4	0				
	gauche	S1	723.56	646.16	18	11631	
		S2	568.76	476.15	22.46	10694	
		S3	383.54	283.12	30.5	8635	
		S4	182.69	91.35	37.43	3419	
S5		0					
70	droite	S1	752.84	488.08	15.5	7565	43472
		S2	253.31	169.66	15.84	2687	
		S3	86	43	14.25	613	
		S4	0				
	gauche	S1	752.84	645.44	15.5	10004	
		S2	568.04	475.43	22.46	10678	
		S3	382.82	282.4	30.5	8613	
		S4	181.97	90.98	36.4	3312	
S5		0					

Tableau.II.6 : Volume de l'évacuateur de crue pour différentes largeurs

b (m)	S (m²)	V (m³)
30	625.55	18766.5
35	613.7	21479.5
40	597.64	23905.6
45	589.4	26523
50	580.13	29006.5
55	568.41	31262.55
60	563.33	33799.8
65	558.4	36296
70	552.47	38672.9

Tableau.II.7.cout du barrage pour différentes largeurs

b (m)	cout de l'évacuateur	cout du corps du barrage	cout total (10⁶ DA)
30	168.8985	623.637	792.5355
35	193.3155	593.649	786.9645
40	215.1504	568.719	783.8694
45	238.707	539.271	777.978
50	261.0585	510.219	771.2775
55	281.36295	482.04	763.40295
60	304.1982	445.977	750.1752
65	326.664	418.581	745.245
70	348.0561	391.248	739.3041

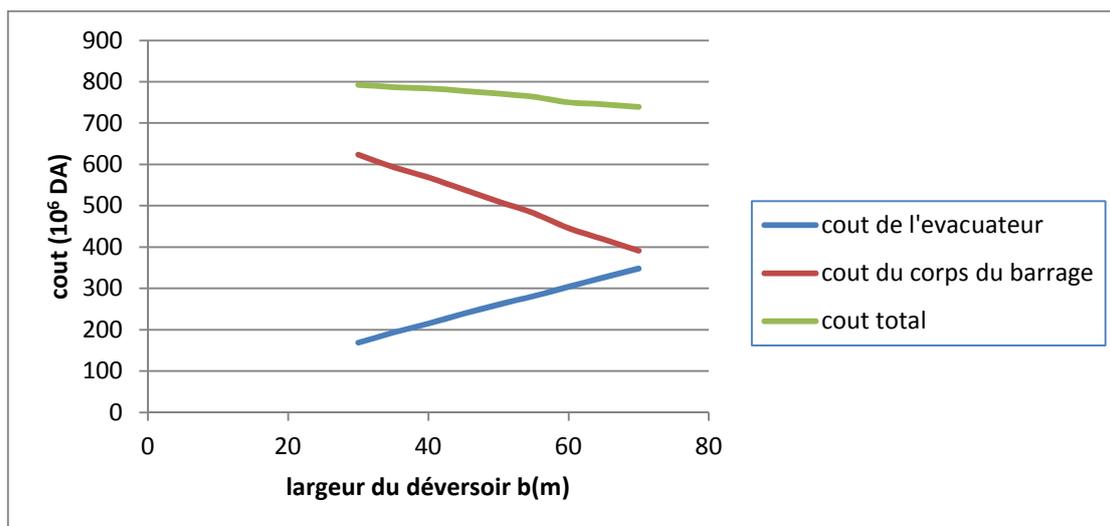


Figure.II.1 : cout du barrage pour différentes largeurs

Annexe(III) :

Tableau.III.01 : La vitesse d'approche admissible en fonction du type de sol.

Types de sols	Diamètre d_{50} (mm)	V_{adm} (m/s) pour différents hauteurs (m)				
		(H+P)=0.4	(H+P)=1.0	(H+P)=2.0	(H+P)=3.0	(H+P) > 5.0
Sable très fin	0.05-0.15	0.15-0.20	0.20-0.30	0.25-0.40	0.40-0.45	0.40-0.55
Sable fin	0.15-0.25	0.20-0.35	0.30-0.45	0.40-0.55	0.45-0.60	0.55-0.70
Sable moyen	0.25-1.0	0.35-0.50	0.45-0.60	0.55-0.70	0.60-0.75	0.70-0.85
Sable gros	1.0-2.5	0.50-0.75	0.60-0.75	0.70-0.80	0.75-0.90	0.85-1.00
Gravier fin	2.5-5.0	0.75-0.85	0.75-0.85	0.80-1.0	0.90-1.10	1.00-1.20
Gravier moyen	5.0-10	0.85-0.90	0.85-1.05	1.0-1.15	1.10-1.30	1.20-1.45
Cailloux fin	10-15	0.90-1.10	1.05-1.20	1.15-1.35	1.30-1.50	1.45-1.65
Cailloux moyen	15-25	1.10-1.25	1.20-1.45	1.35-1.65	1.50-1.85	1.65-2.0
Cailloux gros	25-40	1.25-1.50	1.45-1.85	1.65-2.10	1.85-2.30	2.0-2.45
Cailloux très gros	40-75	1.50-2.0	1.85-2.40	2.10-2.75	2.30-3.10	2.45-3.30
Petite pierre	75-100	2.0-2.45	2.4-2.80	2.75-3.20	3.10-3.50	3.30-3.80
Pierre moyenne	100-150	2.45-3.0	2.80-3.35	3.20-3.75	3.50-4.10	3.80-4.40
Grosse pierre	150-200	3.0-3.50	3.35-3.80	3.75-4.30	4.10-4.65	4.40-5.0
Petite bloc	200-300	3.50-3.85	3.80-4.35	4.30-4.70	4.65-4.90	5.0-5.50
Moyenne bloc	300-400	-	4.35-4.75	4.70-4.95	4.90-5.30	5.50-5.60
Grosse bloc	400-500	-	-	4.95-5.35	5.30-5.50	5.60-6.0
Roches sédimentaires, conglomérats, marnes.		2.10	2.50	2.90	3.10	
Calcaire poreux et conglomérats compacts, grès calcifiés, etc.		2.50	3.0	3.40	3.70	
Grès dolomitiques, calcaires compacts non stratifiés, silices.		3.70	4.50	5.20	5.60	
Roches cristallines, marbres et granites.		16.0	20.0	23.0	25.0	
Diabases, basaltes et quartzites.		21.0	25.0	25.0	25.0	

□

Abaque.III.1:Dimensionnement des cuvettes

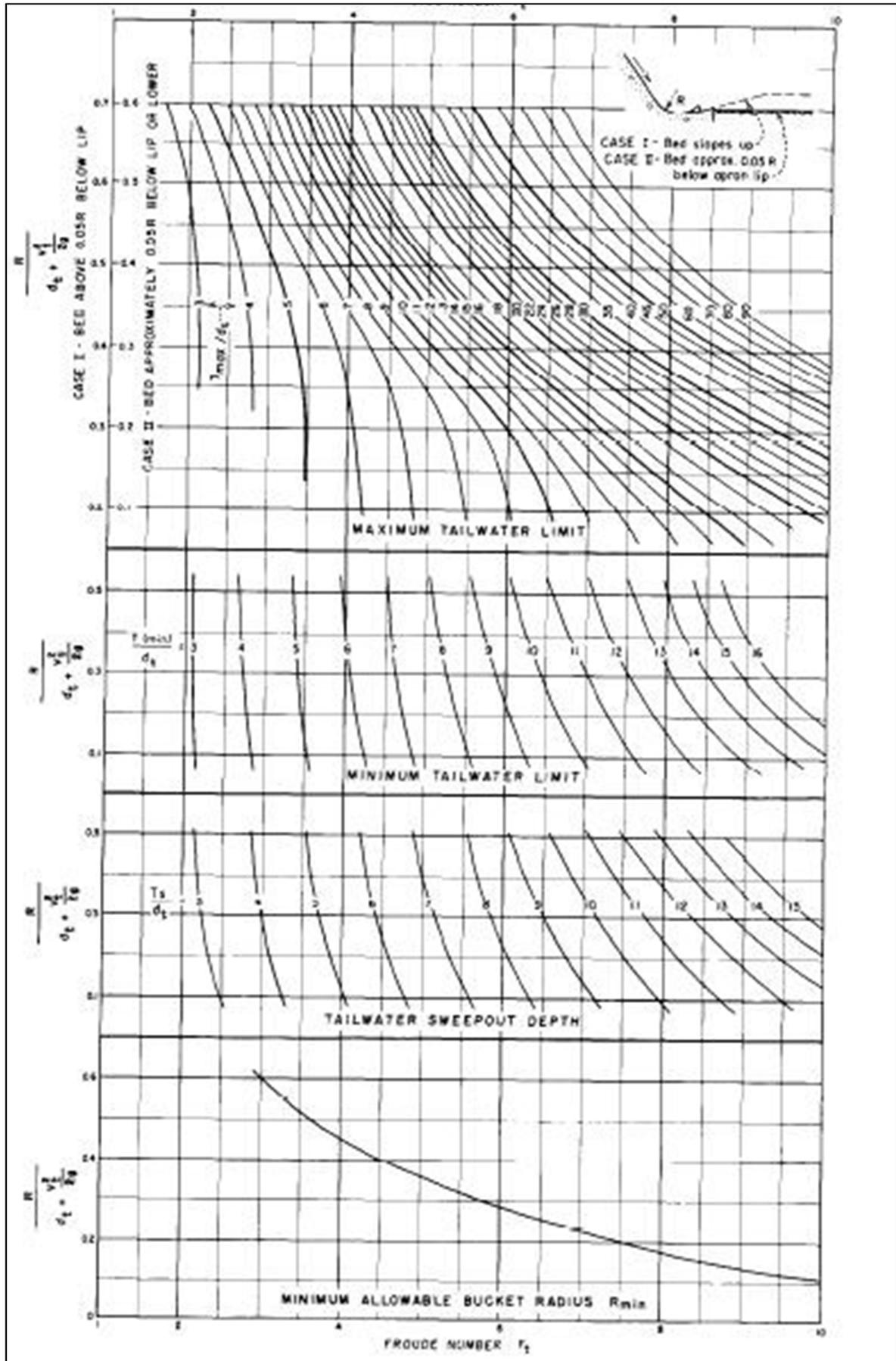


Tableau.III.02 : Valeurs de la fonction auxiliaire $\phi(t)$

$\Phi(\tau_c)$	τ_c	τ_c					$\Phi(\tau_c)$	τ_c	τ_c				
		$\varphi = 0,80$	$\varphi = 0,85$	$\varphi = 0,90$	$\varphi = 0,95$	$\varphi = 1,0$			$\varphi = 0,80$	$\varphi = 0,85$	$\varphi = 0,90$	$\varphi = 0,95$	$\varphi = 1,0$
0,01	0,0230	0,074	0,079	0,084	0,088	0,093	0,55	0,134	0,481	0,515	0,549	0,583	0,617
0,02	0,0045	0,105	0,112	0,118	0,125	0,132	0,60	0,147	0,497	0,532	0,567	0,602	0,638
0,03	0,0068	0,128	0,136	0,145	0,153	0,161	0,65	0,160	0,512	0,548	0,585	0,621	0,658
0,04	0,0090	0,147	0,157	0,166	0,176	0,185	0,70	0,174	0,526	0,563	0,601	0,638	0,676
0,05	0,0113	0,165	0,175	0,186	0,196	0,207	0,75	0,188	0,538	0,577	0,615	0,654	0,693
0,06	0,0134	0,179	0,190	0,202	0,213	0,225	0,80	0,202	0,549	0,589	0,629	0,668	0,708
0,07	0,0156	0,193	0,205	0,217	0,230	0,242	0,85	0,217	0,560	0,600	0,641	0,682	0,723
0,08	0,0178	0,205	0,218	0,232	0,245	0,258	0,90	0,232	0,569	0,611	0,653	0,695	0,736
0,09	0,0201	0,217	0,231	0,245	0,259	0,273	0,95	0,247	0,579	0,621	0,664	0,707	0,750
0,10	0,0228	0,227	0,242	0,257	0,272	0,288	1,00	0,263	0,585	0,629	0,672	0,716	0,759
0,12	0,0274	0,248	0,265	0,281	0,297	0,314	1,05	0,279	0,591	0,636	0,680	0,724	0,768
0,14	0,0320	0,266	0,284	0,301	0,319	0,336	1,10	0,296	0,596	0,641	0,686	0,732	0,777
0,16	0,0370	0,283	0,302	0,321	0,340	0,358	1,15	0,313	0,602	0,647	0,693	0,738	0,784
0,18	0,0418	0,299	0,319	0,339	0,357	0,378	1,20	0,330	0,606	0,652	0,698	0,744	0,790
0,20	0,0462	0,316	0,336	0,356	0,377	0,397	1,25	0,350	0,608	0,655	0,701	0,748	0,795
0,22	0,0510	0,324	0,347	0,370	0,392	0,415	1,30	0,370	0,609	0,656	0,704	0,751	0,798
0,24	0,0556	0,341	0,363	0,386	0,409	0,431	1,35	0,391	0,610	0,657	0,704	0,752	0,800
0,26	0,0596	0,352	0,376	0,400	0,424	0,448	1,40	0,412	0,608	0,656	0,704	0,752	0,800
0,28	0,0652	0,364	0,389	0,414	0,438	0,463	1,45	0,436	0,605	0,653	0,701	0,749	0,797
0,30	0,0701	0,375	0,401	0,426	0,452	0,477	1,50	0,461	0,605	0,648	0,696	0,744	0,793
0,35	0,0825	0,401	0,428	0,456	0,483	0,515	1,55	0,490	0,552	0,640	0,688	0,736	0,785
0,40	0,0950	0,424	0,453	0,472	0,501	0,540	1,60	0,523	0,579	0,627	0,675	0,723	0,771
0,45	0,107	0,445	0,476	0,506	0,537	0,568	1,63	0,546	0,569	0,616	0,664	0,711	0,759
0,50	0,120	0,464	0,491	0,518	0,545	0,573	1,66	0,574	0,553	0,601	0,648	0,696	0,742

Tableau.III.02 : Définition géométrique d'un seuil à profil creager

m	n	k	r_1/H_d	r_2/H_d	r_3/H_d	d_1/H_d	d_2/H_d	d_3/H_d
0	1.85	2	0.5	0.2	0.04	0.175	0.276	0.2818
1/3	1.836	1.936	0.68	0.21	0	0.139	0.257	0.257
2/3	1.81	1.939	0.48	0.22	0	0.115	0.214	0.214
3/3	1.78	1.852	courbe à rayon variable					0.2

Tableau.III.03: coefficient de vitesse en fonction de la hauteur de marche

P (m)	1	2	3	4	5
ϕ	0.97-0.96	0.95-0.91	0.91-0.88	0.88-0.86	0.86-0.85

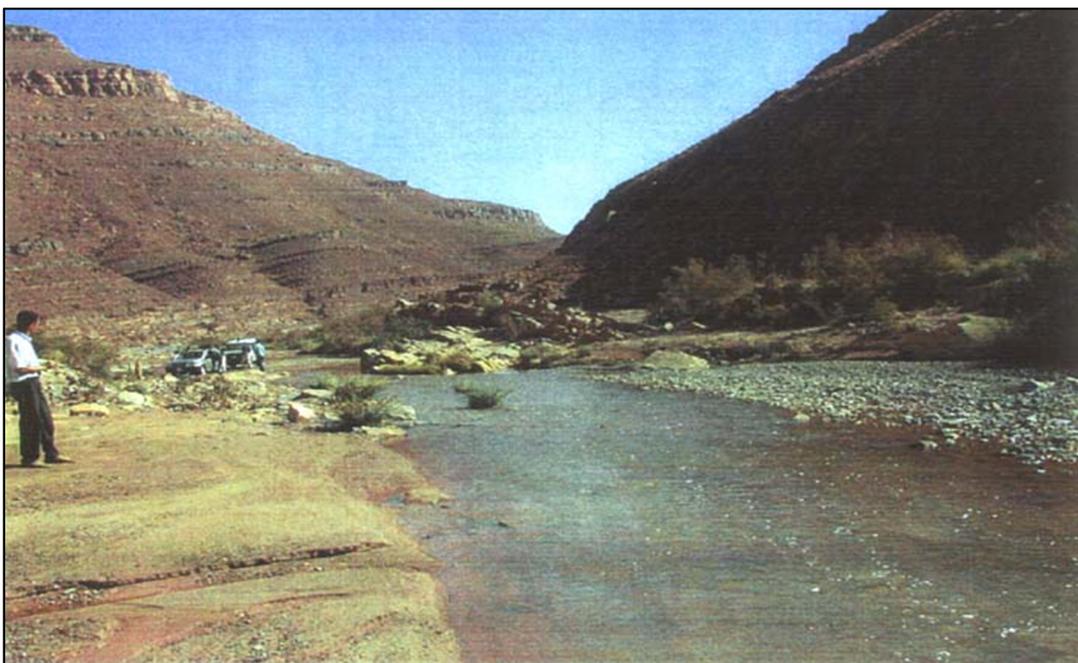


Figure.III.1: Photos du site du barrage
