



MEMOIRE DE FIN D'ETUDE

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique

Option: Conception Des Ouvrages Hydrotechniques

THEME :

**Etude des ouvrages annexes de Barrage Z'hour de la
commune de Oued Z'hour (W. Skikda)**

Présenté par :

Salmi seyida salma

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
BENLAOUKLI Bachir	Professeur	Président
BENSALAH Mohamed Draïdi	M.C.B	Examineur
OSMANI Elhadi	M.A.A	Examineur
ZAIBAK Issam	M.C.B	Promoteur

Session..... 2024

REMERCIEMENTS

Je tiens à remercier mon encadreur Mr : ZAIBAK .I pour sa disponibilité pour son aide et ses conseils valeureux.

Je tiens à remercier le président et les membres du jury qui me feront l'honneur d'évaluer ce travail.

Je remercie également tous les enseignants de l'ENSH qui ont contribué à ma formation.

je remercie tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à la réalisation de ce travail .

DEDICACES

Je dédie Ce Modeste Travail

À mes chers parents qui m'ont encouragé et soutenu dans mes études

À mes chers : frères brahim et abd el moiz et ma sœur imen

À mes cousines et mes amies.

À tous mes collègues de l'ENSH .

À Tous Ceux Qui Ont Contribué De Près Ou De Loin A Ma Formation.

ملخص

الهدف من هذه الدراسة هو اجراء تصميم دقيق للمنشآت الملحقة لسد زهور. وتتضمن الدراسة تحليلاً هيدرولوجياً كاملاً وتحديد أحجام هذه الهياكل مع مراعاة المعطيات الجيولوجية والجيوتقنية والطبوغرافية الخاصة بالموقع من أجل تحسين حجم هذه الهياكل وتكييفها مع الظروف الطبيعية للمنطقة. الهدف الرئيسي من هذه الدراسات هو تصميم مشروع مجدٍ من الناحية التقنية مع تحسين التكاليف لتحقيق الحد الأدنى من التكلفة

Résumé :

Dans le cadre du projet, une étude approfondie des ouvrages annexes du barrage Zhou a été réalisée. L'étude comprend une analyse hydrologique complète et un dimensionnement des ouvrages annexes y compris vidange de fond, prises d'eau, dérivations temporaires, et l'étude des variantes de l'évacuateur de crue en tenant compte des données géologiques, géotechniques et topographiques spécifiques au site afin d'optimiser le dimensionnement de ces ouvrages et de s'adapter aux conditions naturelles de la région. . L'objectif principal de ces études est de concevoir un projet techniquement réalisable tout en optimisant les coûts pour atteindre un cout minimum.

Abstract

The aim of this project is to carry out an in-depth study of the auxiliary structures of the Zhou dam. The study includes a complete hydrological analysis and designing of auxiliary structures , including bottom outlet, water intakes, temporary diversions. It also considers the study of spillway variants taking into account site-specific geological, geotechnical and topographical data in order to optimize the sizing of these structures and adapt them to the natural conditions of the region. The main objective is to design a project that is technically feasible, while optimizing costs to achieve a minimum cost.

Table des matières

Introduction générale :	11
1.1 Localisation du site.....	1
1.2 Synthèse topographique :	2
1.3 Synthèse géologique et géotechnique :	2
1.3.1 Géologie du site du barrage:.....	2
1.3.2 Géologie de la fondation du barrage:.....	3
1.3.3 Géologie des appuis :	4
1.3.4 Géologie du fond de vallée :	5
1.3.5 Caractéristiques mécaniques du substratum rocheux :	5
Chapitre 2:.....	6
Introduction:.....	7
2.1 Caractéristiques morphologiques du bassin versant :	7
2.1.1 délimitation du bassin versant :	7
2.1.2 paramètres géométriques du bassin :	7
2.1.3 Paramètres de forme :	9
2.1.4 Paramètres de relief :	10
2.1.5 paramètres hydrographiques :	15
2.2 données climatologiques :	19
2.2.1 température :	19
2.2.2 Evaporation.....	19
2.2.3 Pluviométrie :	20
2.3 Étude des précipitations :	21
2.3.1 Test d'homogénéité.....	21
2.3.2 Ajustement des pluies maximales journalières :	24
2.3.2.1 Ajustement des pluies maximales journalières à la loi log normale (Galton):.....	24
2.3.2.1 Ajustement des pluies maximales journalières à la loi de gumbel :	26
2.3.3 Test d'adéquation pour les deux lois :	28
2.4 Évaluation des apports liquides :	29
2.4.1 Estimation de l'apport moyen annuel A0 :	29
2.4.2 Caractéristiques de l'écoulement :	31
2.4.2 Estimation de l'apport fréquentiel A80% :	32
2.4.3 Test d'adéquation pour les deux lois :	35
2.5 Estimation de l'apport solide et de volume mort	36
2.5.1 apport solide	36

2.5.2 Debit solide.....	38
2.5.3 Volume mort:.....	38
2.6 Régularisation des débits :.....	38
2.6.1 Courbe hauteur surface volume :.....	38
2.6.2 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes :.....	42
2.6.3 Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes :.....	44
2.7 Calcul du debit de crue :	49
2.7.1 Méthode de l'ANRH :.....	49
2.7.2 Méthode du GRADEX :.....	52
2.7.3 Méthode Soil Conservation Service « SCS -CN» :.....	55
2.7.3.1 Calcule de CN :.....	56
2.7.3.2 Modélisation hydrologique « Modélisation pluie-débit»:.....	60
2.7.3.3 Le modèle HEC-HMS :.....	61
2.8 Laminage des crues :.....	63
2.8.1 méthode de Muskingum:.....	63
2.9 Etude d'optimisation :.....	67
2.9.1 Calcul du coût de la digue:.....	67
2.9.2 Calcul du coût préliminaire de l'évacuateur de crue :.....	73
Chapitre 3:.....	78
Introduction :.....	79
3.1 classification des évacuateurs de crues :.....	79
3.2 Choix Du Type D'évacuateur :.....	80
3.2.1 Données nécessaires :.....	80
3.3 Étude de la première variante «Évacuateur lateral à entonnement lateral» :.....	81
3.3.1 Canal d'approche :.....	81
3.3.2 Deversoir :.....	81
3.3.3 Calcul hydraulique:.....	86
3.3.4 Chenal d'écoulement :.....	88
3.3.5 Coursier :.....	89
3.4 Étude de la deuxième variante «Évacuateur latéral à déversoir en bec du canard » :.....	96
3.4.1 Calcul de coefficient de réduction :.....	97
3.4.2 Canal d'approche :.....	98
3.4.3 Calcul hydraulique	99
3.5 vidange de fond :.....	103
3.5.1 Types d'ouvrages de vidange :.....	104
3.5.2 Dimensionnement hydraulique :.....	104
3.5.2.2 Calcul du diamètre de vidange de fond :.....	105
3.6 Ouvrage de Prise d'eau :.....	107

3.6.1 Classification des ouvrages de prise d'eau :	107
3.6.2 Types d'ouvrages de Prise d'eau :	108
3.6.3 Dimensionnement hydraulique :	108
3.6.3.1 Répartition mensuelle des besoins:	108
3.6.3.2 Calcul du diamètre de la conduite d'AEP :	109
3.6.3.3 Calcul du diamètre de la conduite d'irrigation :	110
3.7 La galerie de Dérivation provisoire :	111
3.7.1 Laminage de crue de chantier :	111
3.7.1.1 Calcul de débit dans la galerie.....	111
3.7.1.2 Caractéristiques de l'écoulement.....	113
3.7.1.3.Verification de la condition d'aération en phase d'exploitation (débit de vidange du fond) :	116
3.7.1.4 Verification de la condition d'aération en phase d'exploitation :	118
3.7.2 Description de la galerie de vidange du fond :	119
3.8 Batardeaux :	119
3.8.1 batardeau amont :	119
3.8.1 batardeau aval :	120
Conclusion :	120
Chapitre 4:.....	121
Introduction.....	122
4.1 Etude de stabilité :	123
4.1.1 Stabilité de déversoir :	123
4.1.1.1 Calcul des forces :	123
4.1.1.2 stabilité au renversement :	126
4.1.1.3 stabilité au glissement :	127
4.1.1.4 stabilité au poinçonnement :	127
4.1.2 Stabilité des murs bajoyers :	128
4.1.2.1 Pré-dimensionnement de l'ouvrage :	128
4.1.2.2 Calcul des forces :	128
4.1.2.3 Stabilité au renversement.....	129
4.1.2.4 Stabilité au glissement :	130
4.1.2.5 Stabilité au poinçonnement :	130
Conclusion :	130
Chapitre 5:.....	131
Introduction :	132
5.1 Organisation technique et données préparatoire :	132
5.2 Les principaux intervenants sur chantier	132

5.3 Travaux préparatoires et installation de chantier :.....	133
5.4 Travaux de réalisation.....	134
5.4.1 Implantation des ouvrages sur chantier :.....	134
5.6 Les moyens de chantier :.....	135
5.7 Planification.....	137
5.7.1 Etapes de la planification :.....	137
5.7.2 Plannings des travaux.....	138
5.7.3 Technique de la planification :.....	138
5.7.4 Méthodes basées sur le réseau :.....	139
Conclusion :	141
CONCLUSION GENERALE.....	142

liste des tableaux

Tableau 1.1 : Définition des classes d'altération du rocher.....	(3)
Tableau 1.2: Caractéristiques mécaniques de la roche de fondation (Ensemble des essais sur les échantillons (carottes) des zones d'altération AM4 à AM1).....	(5)
Table 2.1 – Répartition des surfaces par altitudes.....	(11)
Tableau 2.2: altitudes caractéristiques.....	(12)
Tableau 2.3 :classification de l'ORSTOM.....	(14)
Tableau 2.4 : récapitulatif des résultats.....	(17)
Tableau 2.5 : répartition mensuelle de la température sur la station d'Annaba.....	(18)
Tableau 2.6 : Evaporation mensuelle sur certaines retenues de barrages proches de la région de oued Zhor.....	(19)
Tableau 2.7 : les coordonnées des stations pluviométriques.....	(19)
Tableau 2.8 : Répartition mensuelle de la pluie annuelle.....	(19)
Tableau 2.9 – Précipitations inter-annuel de la station de zitouna.....	(20)
Table 2.10 – Résultats du test de la médiane	(21)
Tableau 2.11 : Résultats de l'ajustement à la loi Log normal.....	(24)
Table 2.12 – Caractéristiques de la loi Log normale.....	(25)
Tableau 2.13: Résultats de l'ajustement à la loi de Gumbel.....	(26)
Table 2.14 : Caractéristiques de la loi deGumbel.....	(26)
Tableau 2.15 : Résultat du test de khi carré.....	(27)
Tableau 2.16: Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel (station : boussiaba)	(28)
Tableau 2.17 : Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel du bassin d'oued zhour	(29)
Tableau 2.18 : Résultats de l'ajustement à la loi Log normal.....	(31)
Table 2.19 : Caractéristiques de la loi log normal.....	(31)
Tableau 2.20 : Résultats de l'ajustement à la loi de Gumbel.....	(32)
Table 2.21 : Caractéristiques de la loi de gumbel.....	(33)
Tableau 2.22: Résultat du test de khi carré.....	(33)
Tableau 2.23 : Répartition mensuelle de l'apport A80% du site.....	(33)
Tableau 2.24 : coefficient de perméabilité.....	(34)
Tableau 2.25 : volumes partielles et totale du barrage.....	(37)
Tableau 2.26: Répartition mensuelle des besoins	(38)
Tableau. 2.27 : Détermination du volume utile du barrage.....	(39)
Tableau 2.28 : Régularisation sans tenir compte au pertes.....	(40)
Tableau 2.29 : résultats du calcul des pertes	(42)
Table 2.30: Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes.....	(42)
Tableau 2.31 : résultats du calcul des pertes	(44)
Tableau 2.32 : Régularisation après approximation	(44)

Tableau 2.33 : Récapitulatif des résultats.....	(45)
Tableau 2.34 : Valeurs des coefficients A, B et n.....	(47)
Tableau 2.35. Valeurs du paramètre P_o . (Boutoutaou D. 2008).....	(48)
Tableau 2.36: résultats de calcul de debit de crue par la formule de l'ANRH.....	(49)
Tableau 2.37 :résultats de calcul des debits par la methode de Gradex.....	(52)
Tableau 2.38 : tableau rectificatif des groupes hydrologiques de sol.....	(54)
Tableau 2.39 : CN selon le Type d'occupation du sol.....	(55)
Tableau 2.40: occupation du sol et CN du bassin versant	(56)
Tableau 2.40 : Résultats de la methode SCS CN.....	(58)
Tableau 2.41: Calcul de la courbe caractéristique du barrage.....	(62)
Tableau 2.42: Récapitulatif des résultats de la méthode de Muskingum.....	(64)
Tableau 2.43 : resultats de calcul de la revanche	(65)
Tableau 2.44 : la hauteur du barrage pour chaque largeur	(66)
Tableau 2.45: largeur en crete pour chaque largeur	(67)
Tableau 2.46 Résultatsdecalculduvolumeetducoût deladiguePour B=30	(68)
Tableau 2.47:Coûtdeladiguepourdifférentesdéversantes.....	(70)
Tableau 2.48 : coût du déversoir pour différentes largeurs déversantes.....	(71)
Tableau 2.49 : Résultat du calcul du coût du canal d'approche	(71)
Tableau 2.50: coût du coursier.....	(72)
Tableau2.51 : Coût total du barrage	(73)
Tableau 2.52: Récapitulatif des résultats.....	(74)
Tableau 3.1: Valeurs des paramètres K et n	(78)
Tableau 3.2 : Coordonnées de la surface supérieure de la nappe liquide franchissant undéversoir standard type WES, à paroi amont verticale.....	(79)
Tableau 3.3 : Coordonnées du parement aval du déversoir.....	(81)
Tableau 3.4 : Coordonnées du parement amont du déversoir.....	(81)
Tableau 3.5 : Coordonnées de la surface supérieure de la nappe.....	(82)
Tableau 3.6 : calcul hydraulique de l'augé de réception.....	(84)
Tableau3.7 : Calcul de ligne d'eau par la méthode indirecte d'intégration numérique.....	(87)
tableau 3.8 : Hauteur des murs bajoyers	(88)
Tableau 3.9 Vérification de l'aération dans le coursier.....	(89)
Tableau3.10: Classification des ressauts.....	(90)
Tableau (3.11) : Classification des bassins de dissipation	(90)
Tableau (3.12) :Les vitesses pour chaque tronçon dans le canal d'approche.....	(95)
Tableau (3.13) : calcul de la ligne d'eau dans la boite d'écoulement.....	(97)
Tableau (3.14) : Récapitulatif du calcul hydraulique.....	(98)
tableau (3.15) :Récapitulatif de calcul des coûts des variantes de l'évacuateur de crues.....	(98)
Tableau (3.16) : Calcul de temps réel de vidange total de la retenue.....	(101)

Tableau 3.17 : Répartition mensuelle des besoins.....	(105)
Tableau 3.18 : laminage de la crue de chantier pour D= 5 m.....	(110)
Tableau 3.19 : laminage de la crue de chantier pour D= 4 m.....	(113)
Tableau 3.20: récapitulatif des résultats de laminage de la crue de chantier.....	(114)
Tableau 4.1 : Calcul des sous pressions par la méthode de Bligh.....	(120)
Tableau 5.1 : Les paramètres du réseau à nœuds.....	(133)
Tableau 5.2 : Les opérations effectuées durant la réalisation du projet.....	(134)

Liste des figures

Figure 1.1 : situation du barraged'oued Zhor à l'échelle nationale Source :ANBT)	(1)
Figure 1.2: situation du barage d'oued Zhor à l'échelle régionale.....	(2)
Figure 1.3 : Exemples des classes d'altération	(4)
Figure2.1 : réseau hydrographique.....	(8)
Figure 2.2– Répartition des surfaces par rapport aux altitudes.....	(10)
figure 2.3 courbe hypsométrique du BV d'ouad zhour.....	(11)
Figure 2.4 : Histogramme de la répartition mensuelle de la température sur la station de Annaba.....	(18)
Figure 2.5 : Représentation graphique de la loi Log-normale.....	(24)
Figure2.6 : Représentation graphique de la loi de Gumbel.....	(25)
Figure 2.7: Répartition mensuelle de l'apport annuel.....	(29)
Figure 2.8 : Représentation graphique des apports.....	(30)
Figure 2.9 : Ajustement des apports à la loi de Gumbel.....	(32)
Figure 2.10 : Répartition mensuelle de l'apport A80% du site	(34)
Figure 2.11 : Courbe hauteur Surface Volume.....	(38)
Figure 2.11 : Carte de localisation des bassins hydrographiques de l'Algérie « ANRH.....	(48)
Figure 2.12 : Carte d'occupation du sol du bassin versant.....	(55)
Figure 2.13 : Hydrogramme de crue pour une periode de retour de 1000 ans.....	(59)
Figure 2.14 : Courbe caractéristique pour B=30 m.....	(62)
Figure 2.15 : hydrogramme laminé	(63)
Figure 2.16 – Hydrogrammes d'entrée et sorties	(63)
Figure 2.17 : Courbe d'optimisation (digue-évacuateur de crues).....	(73)
Figure3.1 : Schéma détaillé du déversoir standard type WES à paroi amont vertical (Murphy, 1973).....	(79)
Figure 3.2: les paramètres A et B du profil amont du déversoir. (Murphy, 1973).....	(80)
Figure 3.3 : Profil déversoir type WES.....	(82)
Figure 3.4 : Graphique de la ligne d'eau dans le coursier.....	(87)
Figure 3.5 : bassin de dissipation de type I.....	(91)
Figure 3.6 : évacuateur en bec de canard.....	(96)
Tableau3.8 : Variation de la hauteur du barrage et du débit en fonction du temps.....	(103)
Figure3.9 : Schéma de définition de l'état de l'écoulement dans la conduite en forme de fer à cheval.....	(109)
Figure 3.10 : Section transversale de la galerie en phase d'exploitation	(115)
Figure 4.1 : Les forces agissantes sur le deversoir.....	(120)
Figure 4.2 : Les forces agissantes sur les murs bajoyers	(123)

Liste des planches

- 1) Vu en plan de l'évacuateur de crue
- 2) Plan d'aménagement
- 3) Profil en long
- 4) Schéma de stabilité

Introduction générale :

L'aménagement et la gestion des ressources en eau revêtent une importance cruciale, notamment dans les régions à forte demande en eau . La présente étude est une contribution qui permet de se concentrer sur les ouvrages annexes d'un barrage situé dans la commune de Oued Zhour (wilaya de Skikda) en concevant des ouvrages qui répondent aux besoins en eau et qui peuvent également être considérés comme viables d'un point de vue économique. Une telle méthodologie intégrée nécessite une analyse minutieuse de plusieurs aspects techniques liés à l'hydrologie, à la topographie ainsi qu'à la géologie, le tout visant à l'optimisation des coûts.

L'étude hydrologique est l'étape fondamentale de notre travail après l'étude des caractéristiques géologiques et topographiques. Elle vise à analyser les données climatiques et hydrologiques dans la spécificité absolue de la région concernée. Il s'agit notamment d'évaluer les précipitations, les débits de crue et les régimes d'écoulement qui ont permis de définir des caractéristiques hydrauliques indispensables pour les travaux de conception de ce barrage.

La deuxième partie de notre étude s'est concentrée sur le dimensionnement de l'évacuateur de crues, qui constitue un ouvrage essentiel à la sécurité du barrage en cas de crue exceptionnelle . Le déversoir est conçu en tenant compte des pires conditions hydrologiques pour assurer l'évacuation rapide et sûre de l'excès d'eau. Dans la troisième partie, une étude détaillée des ouvrages annexes sera réalisée. Les travaux comprennent un vidange de fond pour assurer une élimination efficace des sédiments et une vidange totale ou partielle du réservoir ,une prise d'eau pour assurer le captage d'eau tout en garantissant un débit continu et adéquat pour la population , une dérivation provisoire pour permettre la gestion des inondations pendant la phase de construction. Ses dimensions ont été calculées pour minimiser les risques d'inondation et garantir la continuité des travaux et une totale sécurité.

La quatrième partie comprend des études de stabilité du déversoir pour s'assurer qu'il peut résister aux forces qu'il subira tout au long de sa durée de vie.

Et la dernière partie sera consacrée à l'organisation du chantier, et à l'évaluation des délais de construction

Chapitre 1:

Présentation de la zone d'étude

1.1 Localisation du site

La région de Oued Zhor est située au Nord Est de l'Algérie à environ 50 km à l'Est de la ville de Jijel et 50 km à l'Ouest de la ville de Skikda (figure 1.1 , figure 1.2), administrativement le site appartient à la wilaya de Skikda et plus précisément à la commune de Oued Zhor. Les deux agglomérations secondaires les plus proches du site sont les villes de Collo distante de 30 km au Nord Est et El Milia distante de quelques 25 km au Sud. .

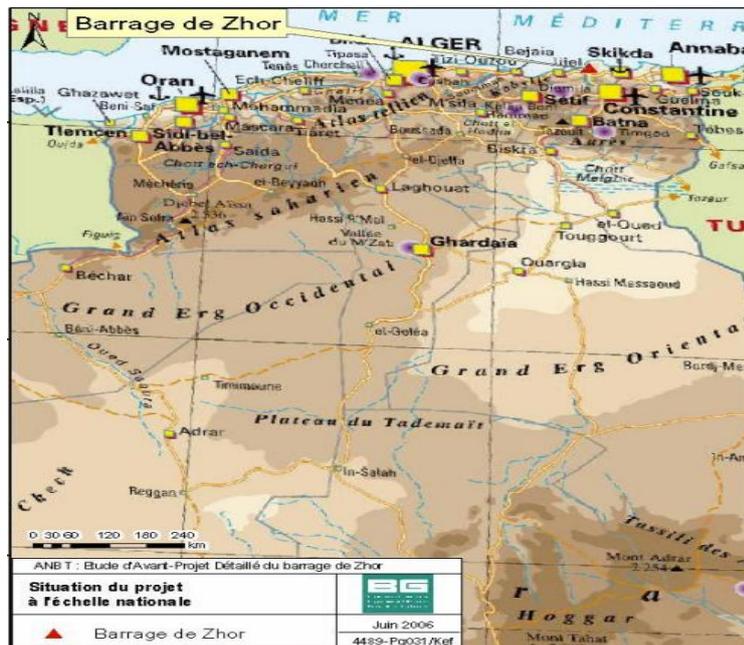


Figure 1.1 : situation du barrage d'oued Zhor à l'échelle nationale

(Source : ANBT)

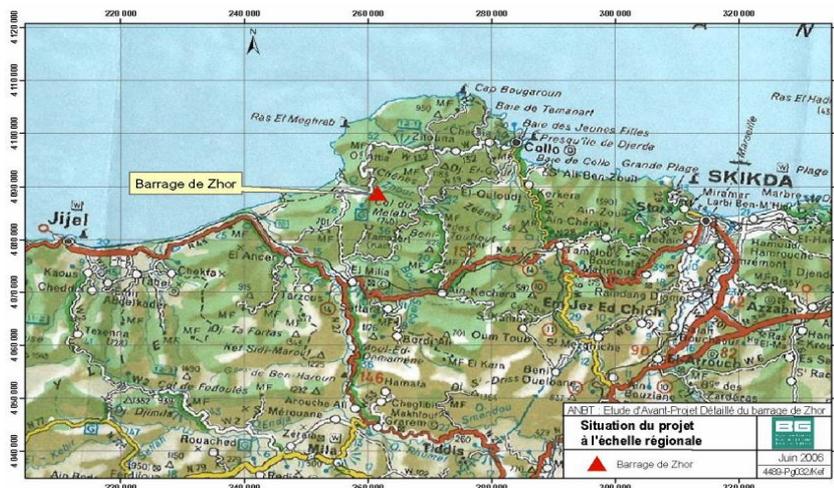


Figure 1.2 : situation du barrage d'oued Zhor à l'échelle régionale

(Source : ANBT)

1.2 Synthèse topographique :

Le site de barrage Zhor se situe en sortie de méandre sur l'oued de même nom. L'axe du barrage a une orientation Nord-Sud.

Les flancs des rives présentent des pentes relativement raides :

- En rive droite : $\sim 30^\circ$ soit près de 1V/1.8H
- En rive gauche : $\sim 27^\circ$ soit 1V/2H

La cuvette de retenue du barrage de Zhor présente un fort couvert végétal qui nécessitera avant la mise en eau du barrage un débroussaillage et un dessouchage de la retenue. Ce débroussaillage et ce dessouchage sont impératifs compte tenu du risque qu'entraînerait la présence de dépôt organique dans la cuvette sur la qualité de l'eau fournie par les conduites de prise d'eau.

Cette cuvette est relativement encaissée. Elle est ceinturée par les crêtes culminant à une altitude moyenne de 100 NGA. Seul un col est présent en rive droite de la cuvette à une distance de 1.5 km de l'axe . Ce col culmine à une altitude de 64,30 NGA . il nécessitera un traitement pour prévenir tout risque de déversement de la retenue.

1.3 Synthèse géologique et géotechnique :

1.3.1 Géologie du site du barrage:

Le site du barrage se trouve donc dans les roches cristallines (gneiss) du socle kabyle avec une schistosité de direction SW-NE et un pendage de l'ordre de 60° vers le SE. Le socle kabyle est superposé vers l'Est à partir de la zone du col avec un contact tectonique par la nappe du « compartiment structural nord-supérieur avec une direction de la stratification de sédiments WNW-ESE à NW-SE et un pendage de l'ordre de 25° vers le NW.

Travaux de reconnaissances

Les travaux de reconnaissance effectués sur le site retenu relèvent de deux campagnes de reconnaissances :

- Etude de faisabilité effectuée par le bureau d'études Promon .
- Etude APD.

Ces reconnaissances sont :

- 42 sondages
- 57 puits
- 5 tranchées

Plusieurs essais ont été réalisés dans les sondages ; on cite :

172 essais Lugeon qui se distribuent de la manière suivante :

- 47 essais sur 7 sondages en rive droite,
- 56 essais sur 6 sondages en rive gauche,
- 42 essais sur 7 sondages en fond de vallée,
- 27 essais sur 8 sondages sur le col topographique.
- 25 essais Lefranc ont été réalisés sur 8 sondages par l'entreprise Trévi en 2005 sur le site de barrage, dont 17 dans les alluvions de l'oued Zhor sur le site du barrage.

Essais SPT :

- 6 essais SPT dans le remplissage alluvial.
- 6 essais SPT dans le gneiss altéré.
- 3 essais à la cuillère fendue en phase de reconnaissance de l'étude de faisabilité.

Les essais effectués dans les sondages sont donnés dans l'annexe A1.

1.3.2 Géologie de la fondation du barrage:

Le site du barrage se situe dans un massif cristallin composé de gneiss présentant différents degrés d'altération. Au droit de l'axe du barrage, les terrains rencontrés consistent en :

- Des dépôts alluvionnaires composés d'alluvions grossières et d'argiles limoneuses.
- Des gneiss plus ou moins altérés avec la profondeur. L'altération des gneiss a été classée selon son degré d'altération de la classe AM5 (gneiss complètement altéré) à la classe AM1 (gneiss sain).

L'échelle d'altération suivante (Tableau 1.1 et Figure 1.3) a été utilisée pour caractériser les terrains rencontrés .

Tableau 1.1 : Définition des classes d'altération du rocher

Classe d'altération	Description	Terminologie
AM5	La roche est entièrement décomposée et très friable (assimilable à du terrain meuble)	complètement altéré
AM4	L'altération s'étend à toute la masse des roches, mais la roche est en grande partie friable.	très altéré
AM3	L'altération s'étend à toute la masse roches mais le terrain n'est pas friable.	moyennement altéré

classes d'altération du rocher (suite) :

AM2	Les surfaces des discontinuités principales sont altérées, mais la roche n'est que très légèrement altérée.	légèrement altéré
AM1	Pas de signes visibles d'altération ou très légères traces d'altération limitées aux surfaces de discontinuités principales.	sain

La figure suivante illustre des exemples des classes d'altération :

AM5 Rocher complètement altéré



AM4 Rocher très altéré



AM3 Rocher moyennement altéré



AM2 Rocher légèrement altéré



AM1 Rocher Sain



Figure 1.3 : Exemples des classes d'altération .

1.3.3 Géologie des appuis :

Les appuis RG et RD sont caractérisés par des gneiss plus ou moins altérés s'améliorant avec la profondeur.

L'épaisseur d'altération mise en évidence sur les rives est variable. Les couches les plus altérées (classe AM5) atteignent toutefois 10 m :

La classe d'altération AM4 (rocher très altéré) devra également être excavée sous le noyau du barrage .

1.3.4 Géologie du fond de vallée :

En partie centrale, la fondation est composée d'un remplissage alluvial pouvant atteindre 30 m d'épaisseur .

Le remplissage alluvial est composé d'alluvions d'oued propres pouvant contenir quelques passées sableuses ou limoneuses.

Ces passées ne sont pas continues ni de grande épaisseur.

En pied de rive droite une petite terrasse limono-argileuse atteint une épaisseur de 10m. Cette terrasse devra être substituée par des alluvions densifiées pour assurer une fondation convenable à l'ouvrage.

1.3.5 Caractéristiques mécaniques du substratum rocheux :

Le Tableau 1.2 reprend les caractéristiques mécaniques des terrains de gneiss quelque soit l'altération. Le gneiss de classe AM1 à AM4 a pu subir des essais de compression, l'altération de classe AM5 s'apparente à un sol et le carottage n'était pas possible dans ces terrains.

Tableau 1.2: Caractéristiques mécaniques de la roche de fondation (Ensemble des essais sur les échantillons (carottes) des zones d'altération AM4 à AM1)

Caractéristique	h (g/cm ³)	s (g/cm ³)	Porosité	Rcn (bars)	Rcs (bars)	Rtn (bars)	Rts (bars)
Nombre essais	45	21	21	14	12	9	8
Min	2.087	2.616	0.07%	30	-	-	4
Max	2.752	2.784	10%	600	448	106	44
Moyenne	2.553	2.720	4%	267.9	208.9	35.3	25.1
Ecart type	0.149	0.053	3%	212.9	150.0	39.6	15.4

Chapitre 2:

ÉTUDE HYDROLOGIQUE

Introduction:

L'étude hydrologique joue un rôle essentiel dans la conception des barrages. Elle se concentre sur l'analyse et la compréhension des caractéristiques hydrologiques de la zone du barrage d'Oued Zhor. La réalisation de cette étude est cruciale pour une planification et une gestion efficaces du barrage, car elle permet de déterminer le volume d'eau disponible et d'estimer les débits de crue. Les connaissances acquises grâce à cette analyse seront précieuses pour la conception et l'exploitation du barrage, en particulier en ce qui concerne l'irrigation agricole, l'approvisionnement en eau potable et la gestion globale des ressources en eau dans la région d'Oued Zhor.

2.1 Caractéristiques morphologiques du bassin versant :

2.1.1 délimitation du bassin versant :

Un bassin versant est une zone géographique définie, marquée par des crêtes topographiques. À l'intérieur de ce bassin, toutes les eaux de surface convergent vers un point commun, généralement une rivière principale ou un lac. Il englobe l'ensemble du territoire drainé par un réseau hydrographique, y compris les rivières, les ruisseaux, les affluents et les cours d'eau qui se rejoignent pour former un système cohérent. Les caractéristiques topographiques, géologiques et hydrologiques de la région façonnent ce bassin versant, influençant le cycle de l'eau, le débit des rivières et la répartition des ressources en eau. l'étude d'un bassin versant est essentielle pour comprendre la dynamique hydrologique d'une zone donnée, évaluer les ressources en eau disponibles et faire des choix éclairés en matière de gestion de l'eau et de préservation de l'environnement.

2.1.2 paramètres géométriques du bassin :

La surface du bassin :

Le bassin versant d'oued zhour occupe une superficie de :
S=95.926 km².

Périmètre du bassin :

Le périmètre du bassin versant est de : **44.02 Km**

Longueur du talweg principal :

La longueur du talweg principal est obtenue après l'extraction du réseau hydrographique montré dans la figure 2.1 :

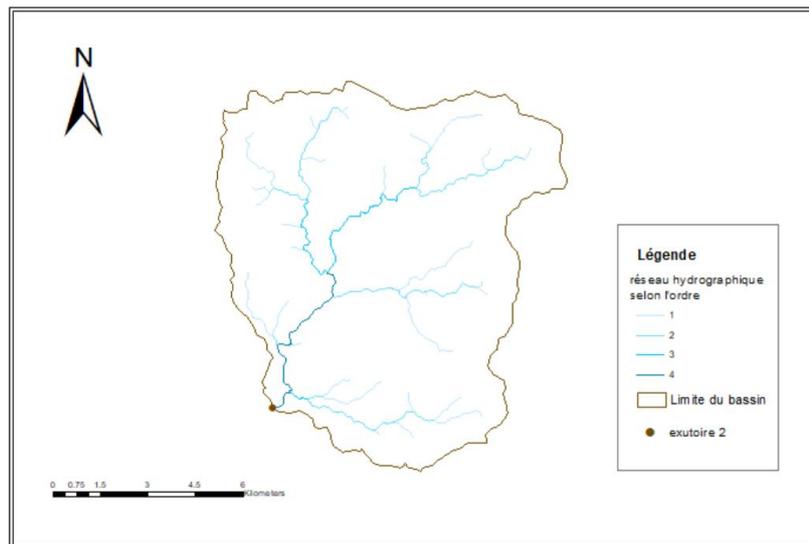


Figure2.1 : réseau hydrographique

La longueur du talweg principal est égale à 15 km.

2.1.3 Paramètres de forme :

Indice de compacité de gravelius ‘Kc’:

L'indice de compacité de gravelius est un paramètre utilisé en hydrologie pour évaluer la forme d'un bassin versant et la compacité de son réseau de cours d'eau . il est calculé par la formule :

$$Kc = 0,28 \frac{P}{\sqrt{S}} \dots\dots\dots (2.1) \tag{2.1}$$

Avec :

Kc : indice de compacité de gravelius.

P: périmètre du BV(km) .

S : surface du BV (km²).

- Si: Kc = 1 -----> bassin parfaitement circulaire .
- Kc < 1,128 -----> bassin ramassé .
- Kc > 1,128 -----> bassin allongé .

$K_c = 1.258$, le bassin est de forme: allongé .

Coefficient d'allongement K_p :

Il est obtenu de l'équation :

$$K_p = \frac{L^2}{S} \dots\dots\dots (2.2)$$

Où :

K_p : Coefficient d'allongement .

L: longueur du talweg principal (km) .

S: surface du BV (km²).

$$K_p = 2.34 .$$

Le rectangle équivalent :

Le rectangle équivalent d'un bassin versant est une transformation géométrique qui permet de représenter le bassin sous forme d'un rectangle avec la même superficie que le bassin réel ,la longueur et la largeur du rectangle sont calculée selon les formules suivantes :

$$L = \frac{K_c \sqrt{S}}{1.128} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{K_c} \right)^2} \right] \dots\dots\dots (2.3)$$

$$l = \frac{K_c \sqrt{S}}{1.128} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{K_c} \right)^2} \right] \dots\dots\dots (2.4)$$

Avec:

L : la longueur du rectangle équivalent .

l : la largeur du rectangle équivalent .

$$L = 13.89 \text{ km} .$$

$$l = 3.63 \text{ km} .$$

2.1.4 Paramètres de relief :

La courbe hypsométrique :

La courbe hypsométrique est un graphique représentant la répartition altimétrique des terres dans une région donnée.

Elle montre les plages d'altitude et leurs proportions correspondantes par rapport à la superficie totale.

Cette courbe est très utile pour analyser la topographie, les variations d'altitude et les caractéristiques morphologiques d'une région. Elle donne des indications sur l'écoulement de l'eau, l'érosion des sols et les incidences sur l'environnement. En résumé, il s'agit d'un outil essentiel pour la caractérisation altimétrique et les études régionales.

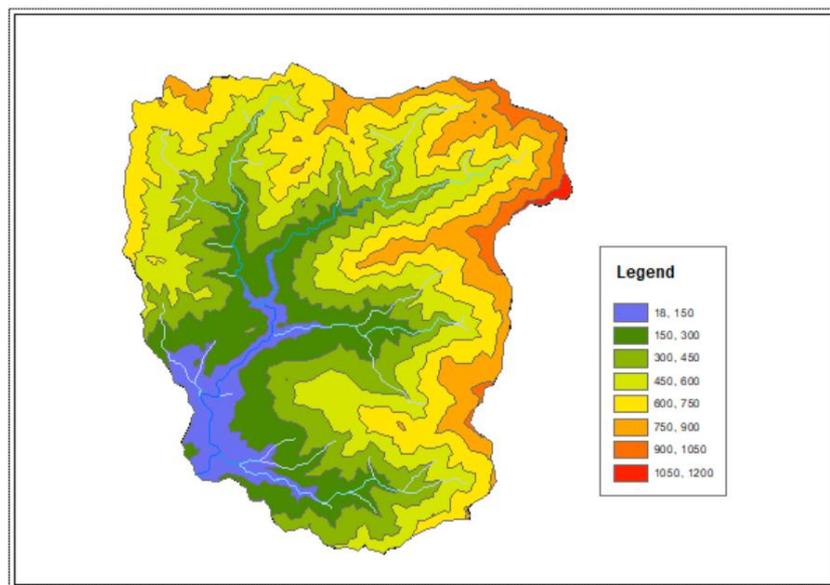


Figure 2.2– Répartition des surfaces par rapport aux altitudes

La courbe hypsométrique est construite sur la base de mesures de la distribution de l'altitude dans le bassin versant, classée par plages d'altitude et par surfaces partielles. Les résultats sont représentés dans le tableau 2.1 :

2.1 – Répartition des surfaces par altitudes

Elevation (m)	Surface (km ²)	Surface %	Surface cum %
18	6.421242	6.693758	100
150	15.868848	16.542318	93.306242
300	18.708603	19.502591	76.763924
450	22.380048	23.329851	57.261333
600	20.152148	21.0074	33.931482
750	9.671541	10.081999	12.924082
900	2.425164	2.528087	2.842083
1050	0.301212	0.313996	0.313996

La figure 3 illustre la représentation graphique des résultats:

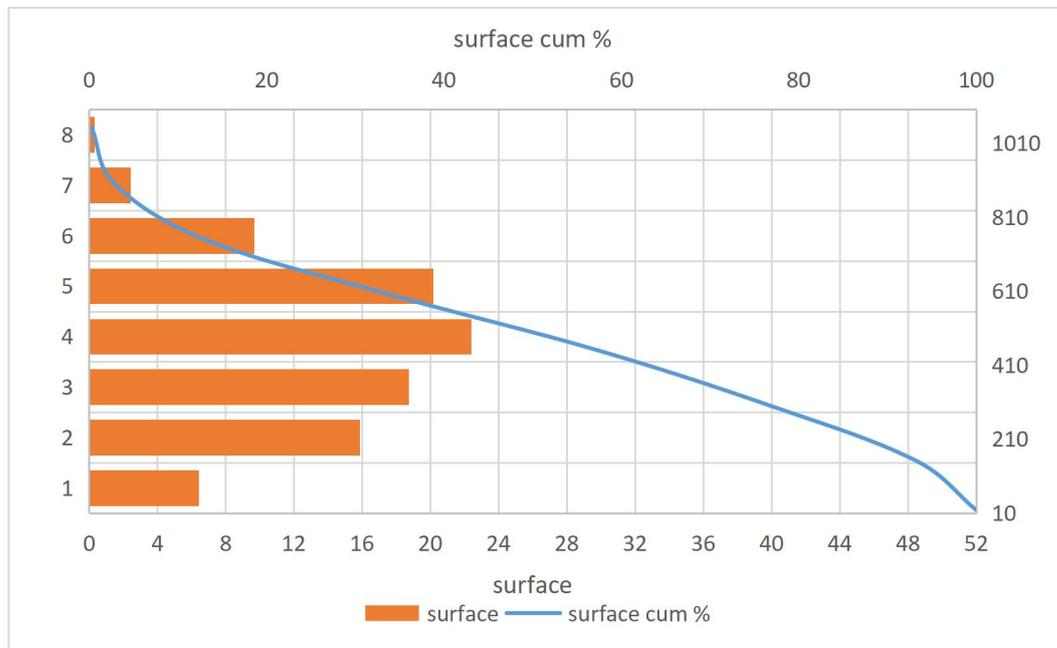


figure 2.3 courbe hypsométrique du BV d'ouad zhour

Altitudes caractéristiques:

Ils sont déterminé à partir de la courbe hypsométrique :

L'altitude moyenne:

$$H_{moy} = \sum_i^n \frac{S_i}{S} H_i \dots\dots\dots(2.5)$$

H_{moy}=417.23 m

L'altitude médiane , $H_{5\%}$ et $H_{95\%}$ sont déterminés à partir de la courbe hypsométrique :

Tableau 2.2: altitudes caractéristiques

Altitudes(m)	valeur
H_{moy}	417.23
H_{med}	510
$H_{95\%}$	148
$H_{5\%}$	820
H_{min}	18
H_{max}	1050

Indices de pente : des mesures essentielles permettent d'évaluer la pente et la variation du gradient à travers le bassin versant. Ces indices fournissent des informations essentielles sur les caractéristiques topographiques et l'écoulement des eaux de surface dans la région étudiée .

Indice de pente globale I_g :

$$I_g = \frac{D}{L} = \frac{H_5 - H_{95}}{L} \dots\dots\dots (2.6)$$

Où :

L : la longueur du rectangle équivalent .

$I_g = 48.3$ m/km

$I_g = 4.83\%$ -----> Relief assez fort

Indice de pente de roche I_p :

Il mesure l'inclinaison des surfaces rocheuses dans la région étudiée, c'est un outil précieux pour évaluer l'écoulement des eaux, la dynamique de l'érosion des sols et les risques géologiques.

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{S_i(H_i - H_{i-1})} \dots\dots\dots (2.7)$$

Avec :

L : la longueur du rectangle équivalent .

S_i : la surface partielle (%) entre 2 courbes de niveau consécutives H_i et H_{i-1}

On trouve donc :

$$I_p = 76.79 \text{ m/km} \quad I_p = 7.67 \%$$

Indice de pente moyenne I_{pm} :

C'est le rapport entre la dénivelée et la longueur de rectangle équivalent :

$$I_{pm} = \frac{\Delta H}{L} = \frac{H_{max} - H_{min}}{L} \dots \dots \dots (2.8)$$

$$I_{pm} = 7.42 \%$$

La pente moyenne du bassin versant :

La pente moyenne est une caractéristique importante qui renseigne sur la topographie du bassin, elle a une influence sur la vitesse de l'écoulement qui influe directement sur le temps de concentration.

La méthode proposée par Carlier et Leclerc en 1964 permet de calculer la pente moyenne en prenant la moyenne pondérée des pentes de toutes les surfaces élémentaire situées entre deux altitudes données. une valeur approchée de la pente moyenne peut être obtenue à l'aide de la formule suivante :

$$I_m = \frac{\Delta H(0.5l_1 + l_2 + \dots + 0.5l_n)}{S} \dots \dots \dots (2.8)$$

Avec :

l_i : longueur totale de courbes de niveau (km).

Δh : dénivelée (m) .

S: surface du bassin versant (km^2) .

On trouve donc :

$$I_m = 384.67 \text{ m/km} = 38.46 \%$$

Dénivelée spécifique D_s :

Elle permet de comparer les indices de pente du bassins de superficies différentes, selon la deuxième classification de l'O.R.S.T.O.M (Office de Recherche Scientifique

de Territoire d’Outre Mer)tableau 2.3 . Cette mesure s'applique à tout le bassin, quelle que soit sa surface .

Elle est donnée par la formule :

$$Ds = I_g \sqrt{s} \dots\dots\dots(2.9)$$

Tableau 2.3 :classification de l’ORSTOM

Classe	Type de relief	Intervalle de Ds
R1	Relief très faible	05 à 100m
R2	Relief faible	10 à 25 m
R3	Relief assez faible	25 à 50 m
R4	Relief modéré	90 à 100 m
R5	Relief assez fort	100 à 250 m
R6	Relief fort	250 à 500 m
R7	Relief très fort	500 à 750 m

Ds = 493.26 m -----> Relief fort de classe R6 .

2.1.5 paramètres hydrographiques :

La pente moyenne du cours d’eau principale :

C’est le rapport entre la dénivelée et la distance entre deux points suffisamment éloignés du cours d’eau principal .

$$Ic = \frac{\Delta H}{\Delta l} \dots\dots\dots(2.10)$$

Ic = 3,96 % .

Densité de drainage Da :

La densité de drainage est un paramètre qui calcule la longueur moyenne des cours d'eau par unité de surface dans un bassin versant donné. il donne une idée de la

dynamique du bassin versant , des valeurs élevées indiquant un réseau hydrographique relativement dense qui réagit rapidement aux précipitations

$$D_d = \frac{\sum L_i}{S} \dots\dots\dots(2.11)$$

$D_d=0.72 \text{ km/km}^2$

$\sum L_i$: Somme des longueurs des cours d'eau d'ordre i (km).

S : surface du bassin versant en (km²) .

Temps de concentration Tc:

Le temps de concentration est utilisé pour mesurer la réponse d'un bassin versant à la pluie , il s'agit du temps nécessaire à une goutte d'eau de pluie pour traverser l'ensemble du bassin versant et atteindre l'exutoire . Il dépend de plusieurs paramètres , tels que la topographie , la taille du bassin et l'imperméabilité du sol .

Il existe plusieurs méthodes pour calculer le temps de concentration :

Formule de Turraza :

Pour un bassin de superficie supérieure à 40 km² :

$$T_c = 1.662(S)^{0.5} \dots\dots\dots(2.12)$$

avec :

Tc : le temps de concentration en (min) .

S : surface du bassin versant en (ha) .

$$T_c = 162,77 \quad \text{min} = 2.712 \text{ h}$$

Formule SCS ANRH (Sogreah 1986/1989) :

$$T_c = \left(\frac{0,87L(cp)^3}{H_{moy} - H_{min}} \right)^{0,385} \dots\dots\dots (2.13)$$

Avec :

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

$T_c=2,1h$

Formule de GIANDOTTI :

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1,5 \times L}{0,8\sqrt{H_{max} - H_{min}}} \dots\dots\dots (2.14)$$

Avec:

TC : Temps de concentration en h.

S : Surface du BV en Km² .

L : longueur du cours d'eau le plus long en Km .

Hmax : Altitude maximale du BV (m) .

Hmin : Altitude minimale (m) .

$T_c=3,85m$

On choisit le temps de concentration le plus court, car il correspond au scénario le plus défavorable, qui se traduit par le débit de pointe le plus élevé.

Donc :

$T_c = 2,1 h$

Vitesse de ruissellement:

$$V_r = \frac{L_{cp}}{T_c} \dots\dots\dots (2.15)$$

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

TC : Temps de concentration en h.

$V_r= 10,008 \text{ km/h}$.

Récapitulatif des résultats :

Les caractéristiques du bassin versant sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau 2.4 : récapitulatif des résultats

Paramètre		symbole	Valeur	Unité
Surface		S	95.926	km ²
Périmètre		P	44.02	km
Longueur du talweg principal		L	15	km
Indice de compacité de gravelius		Kc	1.258	
Coefficient d'allongement		Kp	2.34	
Rectangle équivalent	la longueur	L	13.89	Km
	La largeur	l	3.63	
Altitude moyenne		H _{moy}	417.23	m
Altitude médiane		H _{med}	510	m
Altitude minimale.		H _{min}	18	m
Altitude maximale.		H _{max}	1050	m
Indice de pente globale		I _g	48.3	m/km
Indice de pente de roche		I _p	7.67	%
Indice de pente moyenne		I _{pm}	7.42	%
pente moyenne du bassin versant		I _m	38.46	%
Dénivelée spécifique		Ds	493.26	m
pente moyenne du cours d'eau principale		Ic	3,96	%
Densité de drainage		D _d	0.72	km/km ²
Temps de concentration	Turraza	Tc	2.712	h
	SCS ANRH		2,1	
	GIANDOTTI		3,85	
Vitesse de ruissellement		Vr	10,008	km/h

2.2 données climatologiques :

Lors de la planification et de la construction d'un barrage, il est essentiel de tenir compte des caractéristiques climatologiques de la région. L'analyse de ces données nous permet de prévoir les conditions extrêmes telles que les inondations ,et d'assurer la durabilité et la sécurité du barrage .

2.2.1 température :

La station d'Annaba a été utilisée pour la détermination de la température sur le site de Zhor.

Tableau 2.4 : répartition mensuelle de la temperature sur la station d'Annaba

Stations	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Moy
Annaba	23,1	19,3	14,9	11,8	11,0	11,4	12,4	14,7	17,8	21,4	24,3	25,2	17,3

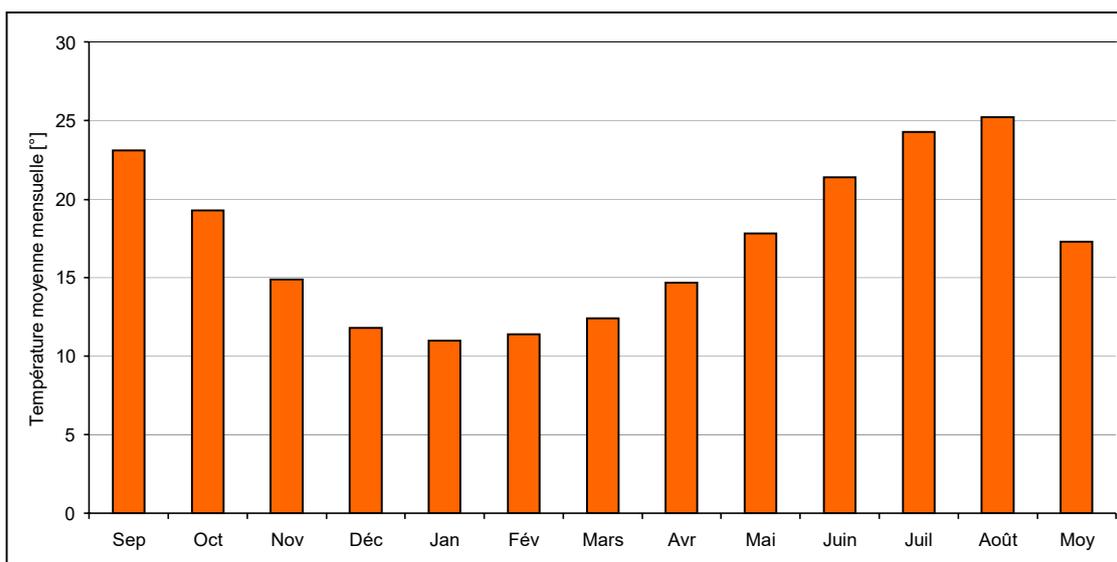


Figure 2.4 : Histogramme de la répartition mensuelle de la température sur la station d'Annaba

D'après les résultats de la figure 2.4 , nous pouvons conclure ce qui suit :

La temperature moyenne annuelle est de 17.3 °C .

La température maximale est de 25.2 °C .

La température minimale est de 11 °C .

2.2.2 Evaporation

La détermination de l'évaporation a été calculée à partir des résultats de l'évaporation des barrages de Zardézas, Cheffia et Erraguène.

Tableau 2.5 : Evaporation mensuelle sur certaines retenues de barrages proches de la région d'oued Zhor

Barrages	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Année
Erraguène	111	62	48	43,4	40,3	44,8	62	72	89,9	126	170,5	161,2	1031,1
Zardézas	156	96,1	60	62	49,6	56	77,5	84	120,9	153	210,8	213,9	1339,8
Cheffia	172,7	68,2	21	18,2	9,3	16,8	43,4	81	124	204	282,1	266,6	1307,3
Zhor	146,6	75,4	43	41,3	33,1	39,2	61	79	111,6	161	221,1	213,9	1226,2

Compte tenu de la localisation de la future retenue de l'Oued Zhor par rapport à ces barrages, une évaporation moyenne d'environ 1226 mm/an a été adoptée pour ce dernier.

2.2.3 Pluviométrie :

La pluie moyenne annuelle sur le bassin versant a été déterminée sur la base des données pluviométriques des stations suivantes :

Tableau 2.6 : les coordonnées des stations pluviométriques

Station	Code	coordonnées		
		X	Y	Z
Zitouna	030602	834,69	416,5	548
Afflassane	030712	841,2	410,1	35
El milia	100706	819,3	389,7	100

La série choisie pour l'ajustement des données est la station « Zitouna », et les deux autres stations sont utilisées pour combler les données manquantes . La répartition mensuelle de la pluie est donnée dans le Tableau 2.7 :

Tableau 2.7 : Répartition mensuelle de la pluie annuelle.

Mois	sep	oct	nov	dec	janv	Fév	mars	avr	mai	juin	juil	Aout	Année
P(mm)	97,4	184,9	202,7	230,5	188,2	177,3	148,3	133,7	99,5	66,2	42,9	50,2	1621,8
P%	6	11,4	12,49	14,21	11,6	10,93	9,14	8,34	6,13	4,08	2,64	3,09	100%

2.3 Étude des précipitations :

2.3.1 Test d'homogénéité

Pour vérifier l'homogénéité de la série pluviométrique des précipitations annuelles, on utilise le test de la médiane .

les étapes de la méthode :

Classer la série par ordre croissant , et le calculer de la médiane M

Donner un signe (+) Pour les valeurs $x_i > M$ et (-) Pour les valeurs $x_i < M$.

Déterminer N_s et T_s

Tel que :

N_s : Nombre total de séries (+ ou -).

T_s : taille de la plus grande série (+ ou -).

La série est homogène si et seulement si :

$$N_s > \frac{1}{2}(N + 1 - 1,91\sqrt{N + 1}) \dots \dots \dots (2.16)$$

$$T_s < 3,3(\log N + 1) \dots \dots \dots (2.17)$$

Tableau 2.8 – Précipitations inter-annuel de la station de zitouna

Année	pann	Année	pann
1968/1969	1370	1993/1994	1530
1969/1970	1880	1994/1995	1530
1970/1971	1780	1995/1996	1230
1971/1972	2030	1996/1997	1740
1972/1973	2080	1997/1998	1720
1973/1974	1820	1998/1999	1570

Précipitations inter-annuel de la station de zitouna (suite):

1974/1975	1600	1999/2000	1260
1975/1976	1370	2000/2001	1440
1976/1977	2110	2001/2002	1130
1977/1978	952	2002/2003	1970
1978/1979	1860	2003/2004	1660
1979/1980	2200	2004/2005	1970
1980/1981	2030	2005/2006	1370
1981/1982	1230	2006/2007	1410
1982/1983	1980	2007/2008	1400
1983/1984	1020	2008/2009	1540
1984/1985	2010	2009/2010	1650
1985/1986	1350	2010/2011	1590
1986/1987	1880	2011/2012	1640
1987/1988	1580	2012/2013	1881
1988/1989	1560	2013/2014	1639
1989/1990	1330	2014/2015	1580
1990/1991	1680	2015/2016	1480
1991/1992	1500	2016/2017	1520
1992/1993	1880	2017/2018	1620

Résultats du test :

Après classement de la série et détermination de la médiane , on obtient :

Table 2.9 – Résultats du test de la médiane .

Année	pann	signe	Année	pann	signe
1968/1969	1370	-	1993/1994	1530	-
1969/1970	1880	+	1994/1995	1530	-
1970/1971	1780	+	1995/1996	1230	-
1971/1972	2030	+	1996/1997	1740	+
1972/1973	2080	+	1997/1998	1720	+
1973/1974	1820	+	1998/1999	1570	-

Résultats du test de la médiane :

1974/1975	1600	+	1999/2000	1260	-
1975/1976	1370	-	2000/2001	1440	-
1976/1977	2110	+	2001/2002	1130	-
1977/1978	952	-	2002/2003	1970	+
1978/1979	1860	+	2003/2004	1660	+
1979/1980	2200	+	2004/2005	1970	+
1980/1981	2030	+	2005/2006	1370	-
1981/1982	1230	-	2006/2007	1410	-
1982/1983	1980	+	2007/2008	1400	-
1983/1984	1020	-	2008/2009	1540	-
1984/1985	2010	+	2009/2010	1650	+
1985/1986	1350	-	2010/2011	1590	-
1986/1987	1880	+	2011/2012	1640	+
1987/1988	1580	-	2012/2013	1881	+
1988/1989	1560	-	2013/2014	1639	+
1989/1990	1330	-	2014/2015	1580	-
1990/1991	1680	+	2015/2016	1480	-
1991/1992	1500	-	2016/2017	1520	-
1992/1993	1880	+	2017/2018	1620	+

D'après le tableau 2.8 et 2.9 on trouve : $M=1595$ mm $N_s = 19$ $T_s = 6$.

Vérification des conditions:

$$N_s = 16 > \frac{1}{2}(N + 1 - 1,91\sqrt{N + 1}) = 18,67$$

$$T_s = 6 < 3,3(\log N + 1) = 8,9$$

Les deux conditions du test sont vérifiées ,donc ,la série des pluies annuelles est homogène.

2.3.2 Ajustement des pluies maximales journalières :

Les précipitations maximales journalières, qui se produisent rarement, sont responsables de la génération de débits importants, qui constituent une menace pour les structures. L'analyse fréquentielle de ces pluies vise à estimer les valeurs extrêmes atteintes au cours d'une période de retour donnée . donc on doit chercher la loi d'ajustement la plus appropriée pour la distribution des précipitations

2.3.2.1 Ajustement des pluies maximales journalières à la loi log normale (Galton):

La fonction de répartition de cette loi est donnée par l'équation (2.17) :

$$F(x) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^u \exp \frac{-u^2}{2} \dots \dots \dots (2.17)$$

Calcul des fréquences expérimentales (au non dépassement) :

$$T = \frac{1}{1 - q} \quad q = \frac{m - 0,5}{n}$$

Où :

n : Taille d'échantillon.

m : numéro d'ordre de la valeur.

Les Paramètres d'ajustement à la loi normale:

$$X_{p\%} = x_{moy} + \sigma \cdot U_{p\%} \dots \dots \dots (2.17)$$

Où :

σ :Ecart-type

x_{moy} : Hauteur de pluie moyenne

$U_{p\%}$: Variable réduite de gauss

Résultats d'ajustement des pluies maximales journalières à la loi de gumbel :

Les résultats d'ajustement sont obtenus à l'aide du logiciel Hyfran :

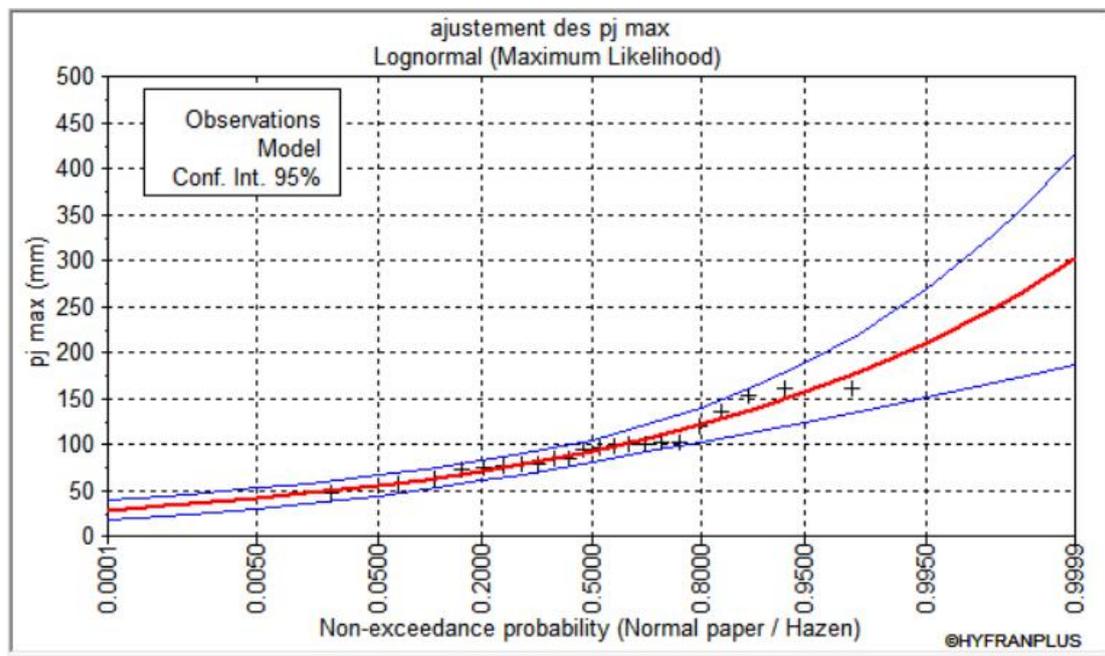


Figure 2.4 : Représentation graphique de la loi Log-normale

Le tableau 2.10 représente les résultats des pluies maximales journalières pour chaque période de retour :

Tableau 2.10 : Résultats de l'ajustement à la loi Log normal

T(ans)	Fréquence	Pj max	Intervale de confiance
10000	0.9999	302	187-417
2000	0.9995	263	173-353
1000	0.9990	247	167-327
500	0.9980	231	160-302
200	0.9950	210	151-269
100	0.9900	194	143-244
50	0.9800	178	135-220
20	0.9500	156	124-188
10	0.9000	139	114-164
5	0.8000	121	102-140

Les caractéristiques de la loi Log normale sont données dans le tableau suivant :

Table 2.11 – Caractéristiques de la loi Log-normale

Caractéristique	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Moyenne	97,3	97,1
Écart-type	31.7	31.4
Médiane	92,5	95,5
Coefficient de variation	0.326	0.324

2.3.2.1 Ajustement des pluies maximales journalières à la loi de gumbel :

La fonction de répartition de cette loi est :

$$F(x) = \exp(-\exp(-y)) \dots \dots \dots (2.18)$$

$$y = a(X - X_0) \dots \dots \dots (2.19)$$

L'équation de la droite de Gumbel :

$$P_{jmax} = \frac{1}{a}y + X_0 \dots \dots \dots (2.20)$$

$$y = -\ln(-\ln(F(X))) \dots \dots \dots (2.21)$$

Résultats d'ajustement des pluies maximales journalières à la loi de gumbel :

La figure 2.5 illustre la représentation graphique de la loi de Gumbel :

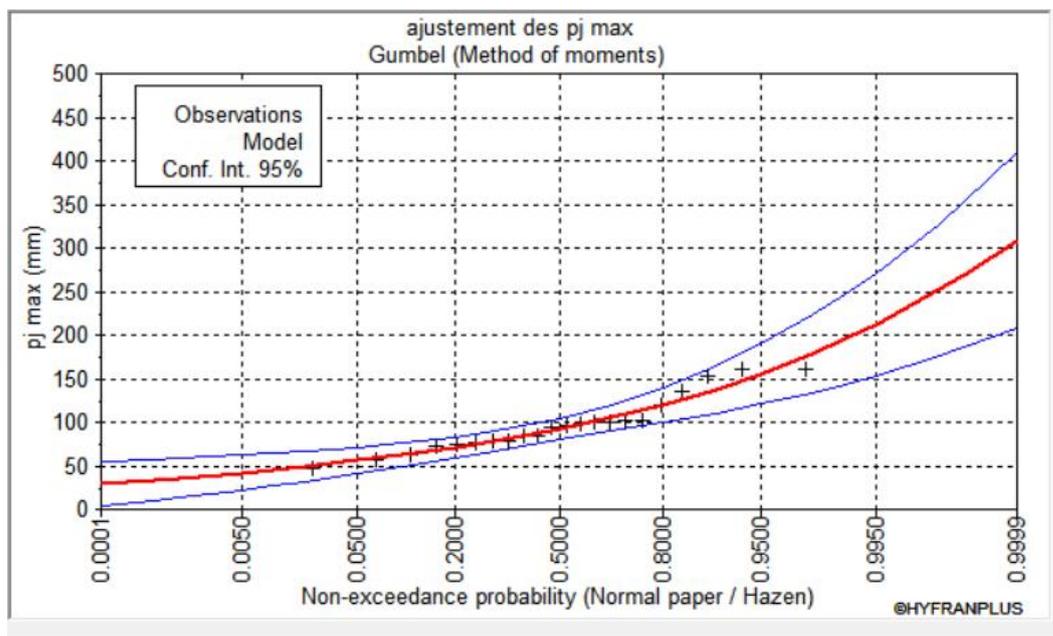


Figure 2.5 : Représentation graphique de la loi de Gumbel

Les pluies maximales journalières correspondant à chaque période de retour sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau 2.12: Résultats de l'ajustement à la loi de Gumbel

T(ans)	Fréquence	Pj max	Intervale de confiance
10000	0.9999	309	208 -409
2000	0.9995	269	186-352
1000	0.9990	252	176-328
500	0.9980	235	167-304
200	0.9950	213	154-272
100	0.9900	196	144-247
50	0.9800	179	134-223
20	0.9500	156	121-190
10	0.9000	138	111-165
5	0.8000	120	99.4-140

Le tableau 2.13 représente les caractéristiques de la loi de Gumbel :

Table 2.13 : Caractéristiques de la loi de Gumbel

Caractéristique	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Moyenne	97,1	97,1
Écart-type	31.4	31.4
Médiane	91,9	95,5
Coefficient de variation	0.324	0.324

2.3.3 Test d'adéquation pour les deux lois :

Le test d'adéquation permet de comparer différentes lois afin de choisir celle qui s'ajuste le mieux .

test de khi carré : utilisé pour un risque $\alpha = 5\%$.

$$\gamma = K - 1 - m \dots\dots(2.22)$$

γ : nombre de degré de liberté .

K: nombre de classe

m: nombre de paramètre de la loi .

$$\chi^2_{calculé} = \sum \frac{(ni - \mu i)^2}{\mu i} \dots\dots\dots (2.23)$$

μi : nombre d’observation contenues dans la classe i.

i : Nombre d’observations théoriques calculées dans la classe i avec

$$\mu i \geq 5$$

On pose l’hypothèse nulle H_0 : la loi de distribution de fréquence théorique P ajuste la courbe expérimentale F.

Pour que $P = F$ soit vérifiée, il faut que :

$$\chi^2_{calculé} < \chi^2_{théorique} \dots\dots\dots (2.24)$$

$\chi^2_{calculé}$ est tiré de la table de χ^2 en fonction de α et γ représentée dans l’annexe B01.

Le tableau 2.14 représente les résultats obtenue par le test khi carré effectué avec le logiciel Hyfran :

Tableau2.14 : Résultat du test de khi carré

La loi de distribution	Degré de liberte γ	Nombre de classe	$\chi^2_{calculée}$	$\chi^2_{théorique}$
Log normal	3	6	6,36	7,815
Gumbel	3	6	6,36	7,815

On remarque que le test a donné le même résultat pour les deux lois , dans ce cas , on ne peut pas utiliser ces résultats comme repère pour choisir la loi adéquate

Une étude comparative entre quatre lois (log-normale, Gumbel, Gamma et GEV) effectuée dans les bassins du nord de l'Algérie a montré que la distribution log-normale s’ajuste le mieux aux données des précipitations maximales dans cette région.. Notre bassin appartient à cette zone d’étude, donc on peut affirmer que la loi log-normale est la plus adaptée à la série de notre bassin.

Source :(BENKACI et al ,2020)

2.4 Évaluation des apports liquides :

2.4.1 Estimation de l'apport moyen annuel A0 :

pour la régularisation et la détermination du volume utile optimal du barrage , il est nécessaire d'analyser les apports que reçoit ce barrage.

Lorsque le bassin dispose d'une station hydrométrique ,on se base sur les mesures hydrométriques de cette station, si le bassin ne dispose pas de station hydrométrique , il est possible de se référer aux données d'un bassin voisin présentant des caractéristiques similaires. En l'absence de données historiques sur les apports dans la région,on peut utiliser des modèles et des formules empiriques basés sur la pluviométrie .

L'estimation de l'apport moyen annuel du bassin d'oued zhour est calculée par analogie avec le bassin d'El milia

Tableau 2.15: Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel (station : boussiaba) .

mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	An
apport (hm3)	1,09	4,5	15,25	23,37	23,3	30,67	30,4	18,07	4,84	1,98	1,39	0,92	155,9
A%	0,70	2,89	9,78	15	15	19,68	19,51	11,59	3,10	1,27	0,89	0,59	100

L'apport moyen annuel du bassin d'oued zhour est calculé par :

$$A_{\text{site}} = A_{\text{boussiaba}} (S_{\text{site}} / S_{\text{boussiaba}}) \dots\dots\dots(2.25)$$

Avec :

A_{site} : apport moyenne inter-annuelle du site (bassin d'oued zhour)

$A_{\text{boussiaba}}$: apport moyenne inter-annuelle du bassin voisin

S_{site} : Surface du bassin versant de site ($S_{\text{site}}=95,92 \text{ km}^2$)

$S_{\text{boussiaba}}$: Surface du bassin versant voisin ($S_{\text{boussiaba}}=392,32$)

$$A_{\text{site}} = 30,51 \text{ hm}^3$$

Le tableau suivant représente la Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de notre bassin :

Tableau 2.16 : Répartition mensuelle de l’apport moyen annuel du bassin d’oued zhour .

mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	An
A hm3	1,83	3,406	3,89	4,29	3,36	3,14	2,63	2,45	1,71	1,25	0,88	1,60	30,51
A %	6,03	11,16	12,78	14,07	11,02	10,3	8,65	8,05	5,62	4,11	2,89	5,27	100

La figure 2.6 illustre la représentation graphique des apports mensuels de Oued Zhour:

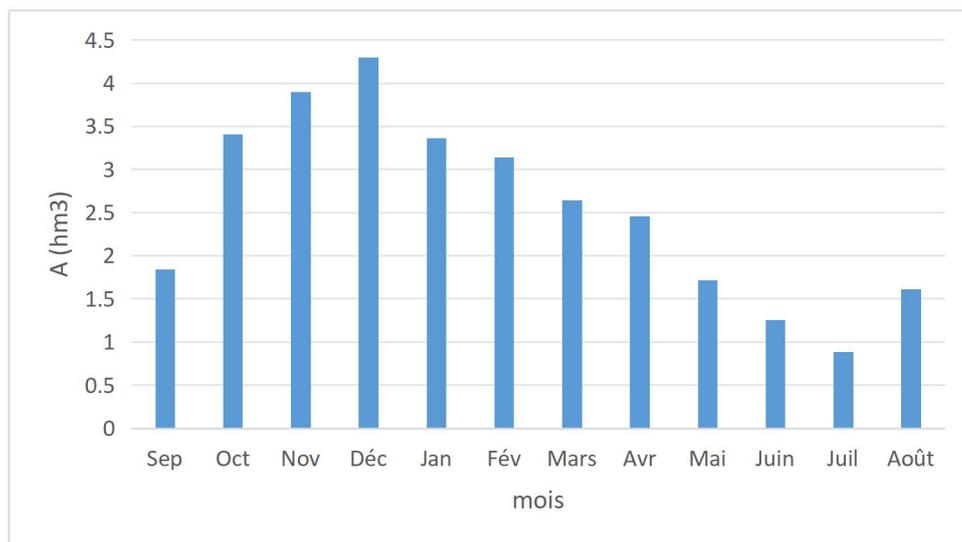


Figure 2.6: Répartition mensuelle de l’apport annuel

2.4.2 Caractéristiques de l’écoulement :

Module d l’écoulement :

Il est calculé par la formule suivante :

$$Me = \frac{A0}{T} \dots\dots\dots (2.26)$$

Avec :

A0 : Apport moyen annuel.

T : temps d’une année en seconde.

$$Me = 951,29 \text{ l/s}$$

Module d’écoulement relatif

$$M0 = \frac{Me}{S} \dots\dots\dots (2.27)$$

On obtient : $M0 = 9,94 \text{ l/s/km}^2$

Coefficient de l'écoulement :

Il est donnée par :

$$Ce = \frac{Le}{p_{moy}} \dots \dots \dots (2.28)$$

On obtient : $Ce=0,19$

Coefficient de variation :

Le coefficient de variation est calculé par :

Formule de SOKOLOVSKY :

$$Cv = 0,78 - 0,29 \log M0 - 0,063 \log(S + 1) \dots \dots \dots (2.29)$$

Avec:

$M0$: Module de l'écoulement relatif en l/s/km^2

S : Superficie du bassin en Km^2 .

On obtient : $Cv=0,36$

2.4.2 Estimation de l'apport fréquentiel A80% :

Ajustement de la serie de la station El milia à la loi log normal :

À l'aide du logiciel Hyfran, on obtient la représentation graphique des apports par la loi Log normale :

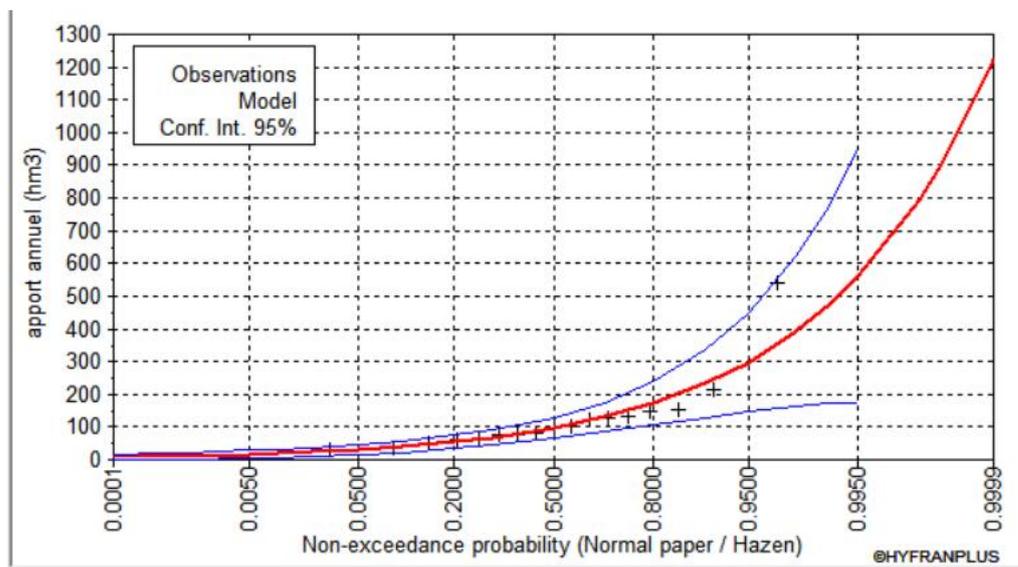


Figure 2.7 : Représentation graphique des apports

Les apports correspondant à chaque période de retour sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau 2.17 : Résultats de l'ajustement à la loi Log normal

T(ans)	Fréquence	A0
10000	0.9999	1220
2000	0.9995	914
1000	0.9990	797
200	0.9950	562
100	0.9900	474
50	0.9800	394
20	0.9500	298
10	0.9000	233
5	0.8000	172
3	0.6667	130
2	0.5000	97.2

Les caractéristiques de l'échantillon et de la loi sont représentées dans le tableau 2.18 :

Table 2.18 : Caractéristiques de la loi log normal

Caractéristique	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Moyenne	123	125
Écart-type	94.1	117
Médiane	97,2	98
Coefficient de variation	0.768	0.937

Ajustement à la loi de gumbel :

Les résultats d'ajustement à la loi de Gumbel sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 2.19: Résultats de l'ajustement à la loi de Gumbel

T	Fréquence	A0	Intervale de confiance (95%)
10000	0.9999	912	487-1340
2000	0.9995	765	413-1120
1000	0.9990	702	381-1020
200	0.9950	555	306-804
100	0.9900	492	273-710
50	0.9800	428	241-615
20	0.9500	343	196-490
10	0.9000	277	161-393
5	0.8000	209	123-295
3	0.6667	154	89.6-219

La figure 2.8 illustre la représentation graphique de la loi de Gumbel.

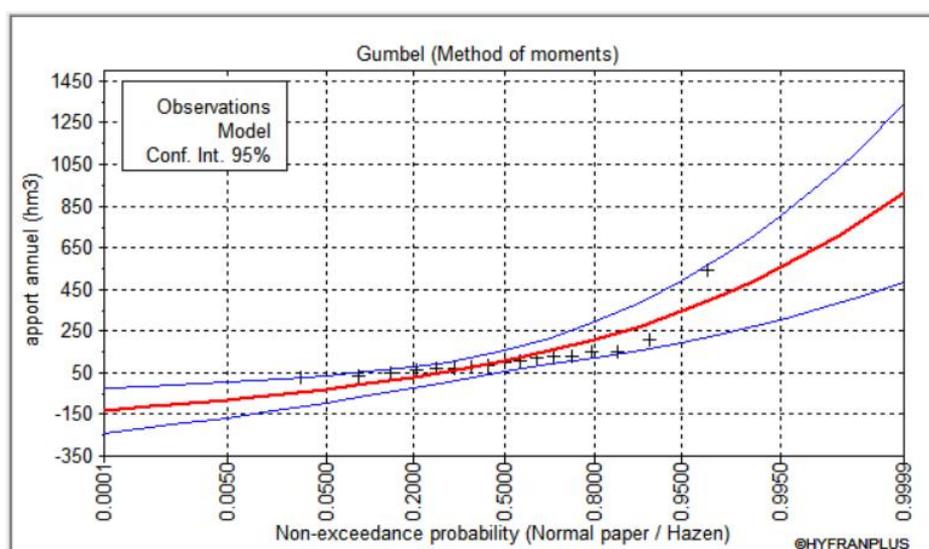


Figure 2.8 : Ajustement des apports à la loi de Gumbel

Les caractéristiques de l'échantillon sont représentées dans le tableau 2.20 :

Tableau 2.20 : Caractéristiques de la loi de gumbel

Caractéristique	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Moyenne	125	125
Écart-type	117	117
Médiane	106	98
Coefficient de variation	0.937	0.937

2.4.3 Test d'adéquation pour les deux lois :

D'après les résultats du test qui sont représentés dans le tableau 2.21 on conclue que la loi log-normale est la plus appropriée aux données de la série des débits de la station " zitouna "

Tableau 2.21: Résultat du test de khi carré

La loi de distribution	Degré de liberté γ	Nombre de classe	$\chi^2_{calculée}$	$\chi^2_{théorique}$
Log normal	3	6	1	7,815
Gumbel	3	6	10,88	7,815

Donc, l'apport fréquentiel A80% est égale à :

$$A_{80\% \text{ el milia}} = 172 \text{ hm}^3$$

$$A_{80\% \text{ site}} = A_{80\% \text{ el milia}} (S_{\text{site}}/S_{\text{el milia}})$$

$$A_{80\% \text{ site}} = 41.92 \text{ hm}^3$$

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

Tableau 2.22: Répartition mensuelle de l'apport A80% du site

mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	An
apport 80%(hm3)	2,5	4,6	5,3	5,90	4,62	4,31	3,62	3,37	2,35	1,72	1,21	2,20	41,92
apport 80% (%)	6,03	11,1	12,7	14,0	11,0	10,3	8,65	8,05	5,62	4,11	2,89	5,27	100

La figure suivante illustre la répartition mensuelle de l'apport A80 % :

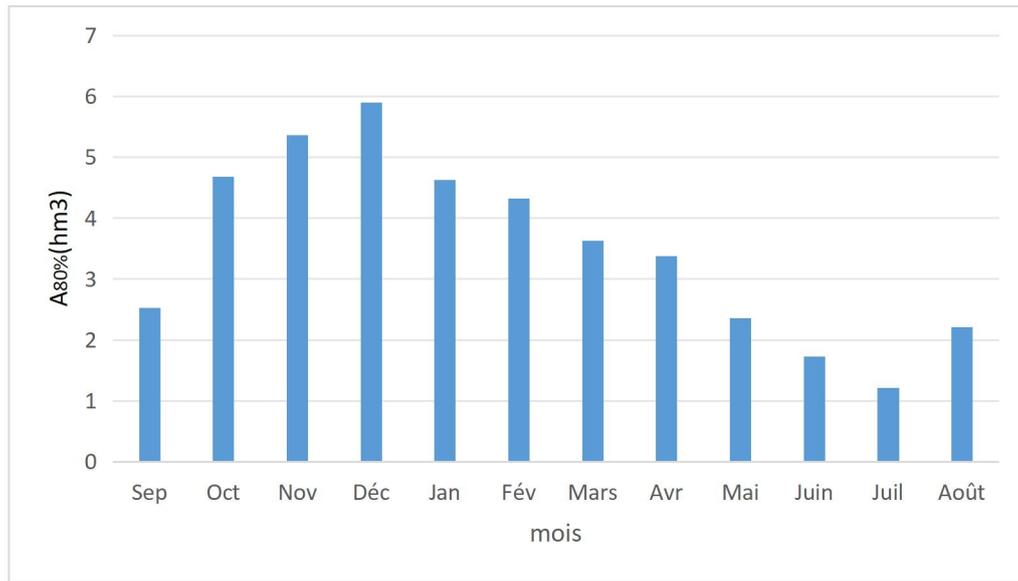


Figure 2.9 : Répartition mensuelle de l'apport A80% du site .

2.5 Estimation de l'apport solide et de volume mort :

L'accumulation de sédiments dans un barrage diminue la capacité de stockage d'eau et réduit son volume utile, elle affecte ainsi le contrôle des crues et limitant la durée de vie des réservoirs. L'estimation de l'apport solide est donc une étape essentielle pour concevoir des structures durables, stables et économiques .

2.5.1 apport solide :

Methode de Tixeront :

$$T_a = \alpha L_e^{0.15} \dots\dots\dots(2.30)$$

Avec :

T_a : la dégradation spécifique en (T /Km² /an).

L_e : Lame d'eau ruisselée en mm.

α : le coefficient de perméabilité .(α) , Il est déterminé à partir du tableau 2.23:

Tableau 2.23 : coefficient de perméabilité.

Perméabilité du bassin versant	Valeur de α
Perméabilité élevée	8,5
Moyenne à élevée	75
Faible à moyenne	350
Faible	1400
Imperméable	3200

Calcul de L_e :

La formule de Samie :

$$L_e = P^2 (293 - 2.2 \times \sqrt{S}) \dots\dots\dots(2.31)$$

Avec :

P : Pluie moyenne annuelle (mm)

S : Surface du bassin versant (Km²)

L_e : Lamme d'eau écoulée (mm).

$L_e = 714,08 \text{ mm}$.

La formule de Mallet et Gauthier :

$$L_e = 600P(1 - 10^{-0.36P^2}) \dots\dots\dots(2.32)$$

$L_e = 863,12 \text{ mm}$.

La formule de Turc :

$$L_e = p - \frac{p}{\sqrt{\frac{P^2}{L^2} + 0,9}} \dots\dots\dots(2.33)$$

Avec :

L : coefficient de la température, $L = 300 + 25T + 0.05T^3$.

T : Température moyenne annuelle.

$L_e = 764,19 \text{ mm}$.

On prend la moyenne de ces trois formules :

$L_e = 780,46 \text{ mm}$.

$T_a = 950,43 \text{ T/KM}^2/\text{AN}$

Formule de Saidi :

$$E_s = 19 M_0^{1.246} . C_e^{-0.885} \dots\dots\dots(2.34)$$

Avec :

M_0 : Module d'écoulement spécifique. ($M_0 = 9,94 \text{ l/s/km}^2$).

C_e : Coefficient de l'écoulement. ($C_e = 0,19$).

$E_s = 634,76 \text{ T/KM}^2/\text{AN}$

On choisit la formule de tixeront qui est la plus utilisée en Algérie.

2.5.2 Debit solide

Le debit solide est estimé par la relation suivante :

$$Q_s = E_s \cdot S \dots\dots\dots(2.35) .$$

Avec :

Q_s : débit solide (m³/s).

E_s : Erosion spécifique (t/km²/an).

S : Surface du bassin (km²).

$$Q_s = 91165,48 \text{ t/an} .$$

2.5.3 Volume mort:

Le volume mort est calculé par la relation suivante :

$$V_s = \frac{TSE_s}{\gamma_s} \dots\dots\dots(2.36)$$

Avec :

E_s : Erosion spécifique (t/km²/ans)

S : surface du bassin versant (km²)

T : temps d'exploitation

γ_s : poids spécifique des sédiments (1.2 tonne/m³).

$$V_m = 3,8 \text{ Mm}^3$$

2.6 Régularisation des débits :

L'objectif de la régulation est de déterminer la capacité optimale du barrage afin de stabiliser les débits de l'Oued, et de satisfaire les besoins en eau pour l'irrigation et pour l'alimentation en eau potable .

2.6.1 Courbe hauteur surface volume :

elle est déterminée en utilisant la formule suivante :

$$\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i-1}}{2} \Delta H_i \dots\dots\dots(2.37)$$

Où:

ΔV_i : volume entre deux courbes de niveau.

S_i : Surface du plan d'eau qui correspond à la courbe de niveau H_i en m^2 .

S_{i-1} : Surface du plan d'eau qui correspond à la courbe de niveau H_{i-1} en m^2 .

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

Tableau 2.24 : volumes partielles et totale du barrage

hauteur	cote	S(m2)	S_{moy} (m2)	ΔH (m)	ΔV (m3)	V (m3)
0	19,5	0	65	2	130	130
2	22,5	65	1597	2	3194	3324
4	24,5	3129	15263,5	2	30527	33851
6	26,5	27398	49821,38	2	99642,7745	133493,774
8	28,5	72244,7	93968,6	2	187937,3	321431,1
10	30,5	115692,6	142125,3	2	284250,6	605681,8
12	32,5	168558,05	189347,07	2	378694,14	984375,9
14	34,5	210136,08	240573,5	2	481147,1	1465523,1
16	36,5	271011,08	298312,4	2	596624,9	2062148,1
18	38,5	325613,9	351168,8	2	702337,6	2764485,81
20	40,5	376723,7	415845,4	2	831690,8	3596176,7
22	42,5	454967,1	489545,1	2	979090,3	4575267,04
24	44,5	524123,1	561203,8	2	1122407,7	5697674,7
26	46,5	598284,5	629692,6	2	1259385,3	6957060,1
28	48,5	661100,8	692477,5	2	1384955,1	8342015,2
30	50,5	723854,3	755162,8	2	1510325,6	9852340,95
32	52,5	786471,29	828586,0	2	1657172,17	11509513,1
34	54,5	870700,87	908978,8	2	1817957,65	13327470,7
36	56,5	947256,7	982634,6	2	1965269,2	15292739,9
38	58,5	1018012,4	1054778,8	2	2109557,6	17402297,6
40	60,5	1091545,2	1126783,06	2	2253566,1	19655863,7
42	62,5	1162020,9	1199270,5	2	2398541,1	22054404,9
44	64,5	123652	1271247,4	2	2542494,8	24596899,8
46	66,5	1305974,6	1339122,5	2	2678245,1	27275145,0
48	68,5	1372270,5	1407294,8	2	2814589,7	30089734,7
50	70,5	1442319,1	1475847,4	2	2951694,8	33041429,5

volumes partiels et totale du barrage (suite) :

52	72,5	1509375,6	1546385,3	2	3092770,7	36134200,3
54	74,5	1583395,0	1620073,01	2	3240146,03	39374346,3
56	76,5	1656750,9	1696065,4	2	3392130,8	42766477,1
58	78,5	1735379,8	1774251,6	2	3548503,3	46314980,5
60	80,5	1813123,4	1850864,4	2	3701728,9	50016709,4

La figure 2.10 représente la variation de la surface et du volume en fonction de la hauteur :

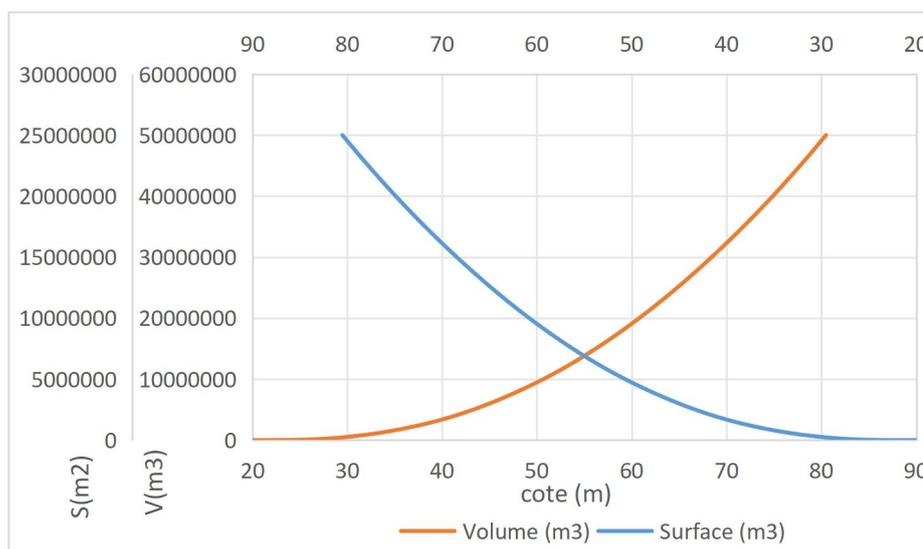


Figure 2.10 : Courbe hauteur Surface Volume

Répartition mensuelle des besoins

Le futur barrage sur l'Oued Zhor est exclusivement dédié à la fourniture d'eau potable et d'irrigation. Les dotations en eau potable (AEP) et irrigation ont été fixées par l'ANBT aux valeurs suivantes :

- AEP : 20. 10⁶ m³ /an .
- Irrigation : 6. 10⁶ m³ /an .

Tableau 2.24 : Répartition mensuelle des besoins .

mois	sept	oct	nov	dec	janv	févr	mars	avr	mai	juin	juil 1	aout	an
besion en eau	2,1	0,6	0,4	0,2	0,2	0,3	0,8	1,2	3,8	4,1	5,1	7,2	26

Il existe différents types de régularisation pour déterminer le volume utile :

La régularisation saisonnière : Cette méthode consiste à utiliser l'eau excédentaire lorsque l'apport est supérieure à la demande.

Régularisation interannuelle : Cette approche consiste à stocker l'eau des périodes humides pour l'utiliser pendant les périodes sèches, lorsque l'apport est insuffisant pour répondre à la demande.

2.6.2 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes :

Les résultats de calcul du volume utile du barrage sont représentés dans le tableau 2.25 :

Tableau. 2.25 : Détermination du volume utile du barrage.

mois	A 80%(Mm3)	U 80% (Mm3)	A-U	Somme	
sept	2,52	2,1	0,42	28,61	
oct	4,68	0,6	4,08		
nov	5,35	0,4	4,95		
dec	5,90	0,2	5,70		
janv	4,62	0,2	4,42		
févr	4,31	0,3	4,01		
mars	3,62	0,8	2,82		
avr	3,37	1,2	2,17		
mai	2,35	3,8	-1,44		-12,69
juin	1,72	4,1	-2,37		
juill	1,21	5,1	-3,88		
aout	2,20	7,2	-4,99		

volume excédentaire : $V_s=28,61 \text{ Mm}^3$

volume déficitaire : $V_d=12,69 \text{ Mm}^3$

On a : $V_s > V_d$ -----> La retenue fonctionne à un temps.

Et $V_u = V_d = 12,69 \text{ Mm}^3$

$V_{NNR} = V_u + V_m$

$V_{NNR} = 16,49 \text{ Mm}^3$

Calcul du volume de remplissage final :

$$V_{rf} = V_{ri} + (A - U). \dots\dots\dots(2.38)$$

V_{rf} : volume final de la retenue ;

V_{ri} : volume initial de la retenue ;

Le tableau 2.26 représente les résultats de la régularisation selon les deux consignes :

Tableau 2.26 : Régularisation sans tenir compte au pertes

Mois	A80% (Mm3)	U80% (Mm3)	A-U	1ere consigne			2eme consigne		
				Vrf	Vri	S	Vrf	Vri	S
sep	2,52	2,1	0,42	4,23	3,8	0	3,37	3,80	-0,43
					4,23	0	0,60	3,80	-3,20
oct	4,68	0,6	4,08	8,31	8,31	0	0,20	3,80	-3,60
nov	5,35	0,4	4,95	13,27	13,27	0	1,33	3,80	-2,47
dec	5,90	0,2	5,70	18,97	16,50	2,47	3,05	3,80	-0,75
jan	4,62	0,2	4,42	20,92	16,50	4,42	7,48	7,48	0,00
fev	4,31	0,3	4,01	20,52	16,50	4,02	11,50	11,50	0,00
mar	3,62	0,8	2,82	19,33	16,50	2,83	14,32	14,32	0,00
avr	3,37	1,2	2,17	18,68	16,50	2,18	16,50	16,50	0,00
mai	2,35	3,8	-1,44	15,06	15,06	0	15,06	15,06	0,00
jui	1,72	4,1	-2,37	12,68	12,68	0	12,68	12,68	0,00
juil	1,21	5,1	-3,88	8,80	8,80	0	8,80	8,80	0,00
aou	2,20	7,2	-4,99	3,81	3,81	0	3,81	3,81	0,00

2.6.3 Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes :

- Il y a deux types de pertes dans un barrage :
- Pertes par infiltration.
- Pertes par évaporation.

Pertes par évaporation :

Le volume évaporé est calculé par la formule suivante :

$$V_{ep} = S_{moy} E_s \dots\dots\dots(2.39)$$

V_{ep} : volume d'eau évaporé (Mm³)

E_s : Evaporation mensuelle (mm).

S_{moy} : Surface du plan d'eau correspondant au volume moyen (Km²).

$$(V_{moy} = V_{rfi} + 2 V_{rf i+1}) .$$

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

Pertes par infiltration :

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{inf} = \frac{\delta V_{moy}}{100} \dots\dots\dots(2.40)$$

V_{inf} : Volume perdu par infiltration.

δ : Coefficient qui dépend des conditions hydrogéologiques de la cuvette, le sol a une perméabilité moyenne $\rightarrow \delta = 1$.

V_{moy} : Volume moyen.

les résultats de calcul des pertes sont représentés dans le tableau 2.27 :

Tableau 2.27 : résultats du calcul des pertes .

mois	$E_s(\text{mm})$	$V_{\text{moy}}(\text{hm}^3)$	$S_{\text{moy}}(\text{hm}^2)$	$V_{\text{ep}}(\text{hm}^3)$	$V_{\text{inf}}(\text{hm}^3)$	$p(\text{hm}^3)$
sept	146,6	6,27	58,60	0,09	0,06	0,15
oct	75,4	10,79	81,00	0,06	0,11	0,17
nov	43	16,12	101,00	0,04	0,16	0,20
dec	41,3	19,94	115,00	0,05	0,20	0,25
janv	33,1	20,72	118,00	0,04	0,21	0,25
févr	39,2	19,92	114,00	0,04	0,20	0,24
mars	61	19,00	111,00	0,07	0,19	0,26
avr	79	16,87	103,00	0,08	0,17	0,25
mai	111,6	13,87	94,00	0,10	0,14	0,24
juin	161	10,74	80,00	0,13	0,11	0,24
juill	121,1	6,30	59,00	0,07	0,06	0,13
aout	213,9	3,81	43,00	0,09	0,04	0,13

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

Table 2.28: Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes

Mois	A80% (Mm3)	U80% (Mm3)	P	A-U-P	1ere consigne			2eme consigne			
					Vrf	Vri	S	Vrf	Vri	S	
sep	2,52	2,1	0,15	0,28	4,08	3,80			3,52	3,80	-0,28
						4,08	0,00		1,00	3,80	-2,80
oct	4,68	0,6	0,17	3,91	7,99	7,99	0,00	2,96	3,80	-0,84	
nov	5,35	0,4	0,20	4,75	12,75	12,75	0,00	6,36	6,36	0,00	
dec	5,90	0,2	0,25	5,45	18,20	17,27	0,93	4,82	4,82	0,00	
					21,45	17,27	4,18	9,00	9,00	0,00	
jan	4,62	0,2	0,25	4,18	21,05	17,27	3,78	12,77	12,77	0,00	
fév	4,31	0,3	0,24	3,78							

Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes(suite) :

mar	3,62	0,8	0,26	2,57						
					19,84	17,27	2,57	15,34	15,34	0,00
avr	3,37	1,2	0,25	1,93						
					19,20	17,27	1,93	17,27	17,27	0,00
mai	2,35	3,8	0,24	-1,69						
					15,58	15,58	0,00	15,58	15,58	0,00
jui	1,72	4,1	0,24	-2,61						
					12,97	12,97	0,00	12,97	12,97	0,00
juil	1,21	5,1	0,13	-4,02						
					8,95	8,95	0,00	8,95	8,95	0,00
aou	2,20	7,2	0,13	-5,12						
					3,83	3,83	0,00	3,83	3,83	0,00

$$V_s = 26,84 \text{ Mm}^3$$

$$V_d = -13,43 \text{ Mm}^3$$

$$V_u = 13,43 \text{ Mm}$$

$$V_{NNR} = 17,27 \text{ Mm}^3$$

Estimation de l'erreur :

Après avoir calculer V_u et $V_{u'}$, on doit vérifier que l'erreur relative est inférieur à 2%

$$E = \frac{V_{u'} - V_u}{V_u} \times 100 \dots \dots \dots (2, 41)$$

V_u : volume utile sans pertes.

$V_{u'}$: volume utile avec pertes.

$$E = 5,89 \% > 2\%$$

La condition n'est pas vérifié . on doit faire des approximations successives du volume moyen jusqu'à la verification de la condition .

le V_{ri} de la première approximation sera utilisé dans la deuxième approximation pour calculer le volume moyen .

Calcul du volume utile pour la deuxième approximation :

Les résultats de calcul des pertes pour la deuxième approximation sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau 2.29 : résultats du calcul des pertes .

mois	$E_s(\text{mm})$	$V_{\text{moy}}(\text{hm}^3)$	$S_{\text{moy}}(\text{hm}^2)$	$V_{\text{ep}}(\text{hm}^3)$	$V_{\text{inf}}(\text{hm}^3)$	$p(\text{hm}^3)$
sept	146,6	6,04	59,00	0,09	0,06	0,15
oct	75,4	10,37	76,00	0,06	0,10	0,16
nov	43	15,01	97,00	0,04	0,15	0,19
dec	41,3	17,27	101,00	0,04	0,17	0,21
janv	33,1	17,27	101,00	0,03	0,17	0,21
févr	39,2	17,27	101,00	0,04	0,17	0,21
mars	61	17,27	101,00	0,06	0,17	0,23
avr	79	16,43	100,00	0,08	0,16	0,24
mai	111,6	14,28	95,00	0,11	0,14	0,25
juin	161	10,96	80,00	0,13	0,11	0,24
juill	121,1	6,39	59,00	0,07	0,06	0,14
aout	213,9	3,83	41,00	0,09	0,04	0,13

Les détails du calcul du volume de remplissage pour la deuxième approximation sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau 2.30: Régularisation après approximation .

Mois	A80% (Mm3)	U80% (Mm3)	P	A-U-P	1ere consigne			2eme consigne			
					Vrf	Vri	S	Vrf	Vri	S	
sep	2,52	2,1	0,15	0,28	4,08	3,80			3,51	3,80	0,29
						4,08	0,00		1,10	3,80	2,70
oct	4,68	0,6	0,17	3,91	7,99	7,99	0,00		1,34	3,8	2,46
						12,75	12,75	0,00	3,68	3,80	0,12
dec	5,90	0,2	0,25	5,45	18,20	17,27	0,93		4,69	4,69	0,00

Les résultats de la régularisation après approximation (suite):

jan	4,62	0,2	0,25	4,18	21,45	17,27	4,18	8,91	8,91	0,00
fev	4,31	0,3	0,24	3,78	21,05	17,27	3,78	12,71	12,71	0,00
mar	3,62	0,8	0,26	2,57	19,84	17,27	2,57	15,30	15,30	0,00
avr	3,37	1,2	0,25	1,93	19,20	17,27	1,93	17,24	17,24	0,00
mai	2,35	3,8	0,24	-1,69	15,58	15,58	0,00	15,55	15,55	0,00
jui	1,72	4,1	0,24	-2,61	12,97	12,97	0,00	12,94	12,94	0,00
juil	1,21	5,1	0,13	-4,02	8,95	8,95	0,00	8,91	8,91	0,00
aou	2,20	7,2	0,13	-5,12	3,83	3,83	0,00	3,80	3,80	0,00

$$V_s = 27 \text{ Mm}^3$$

$$V_d = -13,44 \text{ Mm}^3$$

$$V_u = 13,44 \text{ Mm}$$

$$V_{\text{NNR}} = 17,24 \text{ Mm}^3$$

$$E = 0,032 \% < 2\% \quad \rightarrow \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 2.31 : Récapitulatif des résultats

Désignation	Résultat
Volume mort V_m	3,8 Mm ³
Volume utile V_u	13,44 Mm ³
Volume total VNNR	17,24 Mm ³
Cote V_m	41 m
Cote NNR	58,5 m

2.7 Calcul du débit de crue :

2.7.1 Méthode de l'ANRH :

La Méthode de l'ANRH s'appuie sur des données pluviométriques (pluies maximales journalières) provenant de plus de 400 stations pluviométriques, ainsi que sur des données hydrométriques (débits de pointe) provenant de 53 stations hydrométriques réparties de manière homogène sur les grands bassins versants délimités par l'ANRH

$$Q_{Pmaxj} = \frac{16,7[A + B \log(T)] \alpha_T \cdot \lambda \cdot S}{(t_c + 1)^n} \dots\dots\dots (2.42)$$

n : coefficient de réduction de la pluie en fonction de croissance de sa durée,
A, B : paramètres géographiques caractérisant l'intensité maximale pluviale annuelle A et sa variation interannuelle B,

T : période de retour.

α_T : Le coefficient du ruissellement

λ : Le coefficient de réduction du débit

t_c ; temps de concentration en min,

S : surface en Km² .

Les coefficients A, B et n, sont déterminés en fonction des zones géographique et la Pluies moyennes annuelles.

Le commune de oued zhour est situé dans la zone N: 3 .

les valeurs de A ,B, n et les zones géographiques des grands bassins versants de l'Algérie sont représenté dans le tableau 2.32 :

Tableau 2.32 : Valeurs des coefficients A, B et n

Bassins versants	<i>coefficients</i>	<i>Pluies moyennes annuelles \bar{P}, mm</i>		
subhumide et semi-aride		$\bar{P} \leq 400$ mm	$\bar{P} = 400 - 900$ mm	$\bar{P} \geq 900$ mm
	<i>A</i>	3,25	3,10	2,50
01-11-04-08	<i>B</i>	3,53	2,92	2,27
	<i>n</i>	0,71	0,66	0,56
	<i>A</i>	3,25	2,50	2,40
02-03-09-15	<i>B</i>	3,50	2,80	2,70
	<i>n</i>	0,69	0,58	0,52
	<i>A</i>	4,00	3,50	-
05 - 07-17	<i>B</i>	3,70	2,50	-
	<i>n</i>	0,73	0,64	-
	<i>A</i>	3,50	2,50	-
12-14-10	<i>B</i>	3,29	3,88	-
	<i>n</i>	0,67	0,60	-
	<i>A</i>	3,50	2,50	-
16	<i>B</i>	3,10	2,52	-
	<i>n</i>	0,69	0,61	-
Zone aride	<i>coefficients</i>	$\bar{P} \leq 150$ mm	$\bar{P} = 150 - 400$ mm	$\bar{P} \geq 400$ mm
	<i>A</i>	-	3,00	3,50
06	<i>B</i>	-	5,36	2,70
	<i>n</i>	-	0,77	0,67
	<i>A</i>	1,00	3,50	-
13	<i>B</i>	12,38	6,62	-
	<i>n</i>	0,73	0,75	-

La zone où se situe le bassin est tirée à partir de la figure 2.11.

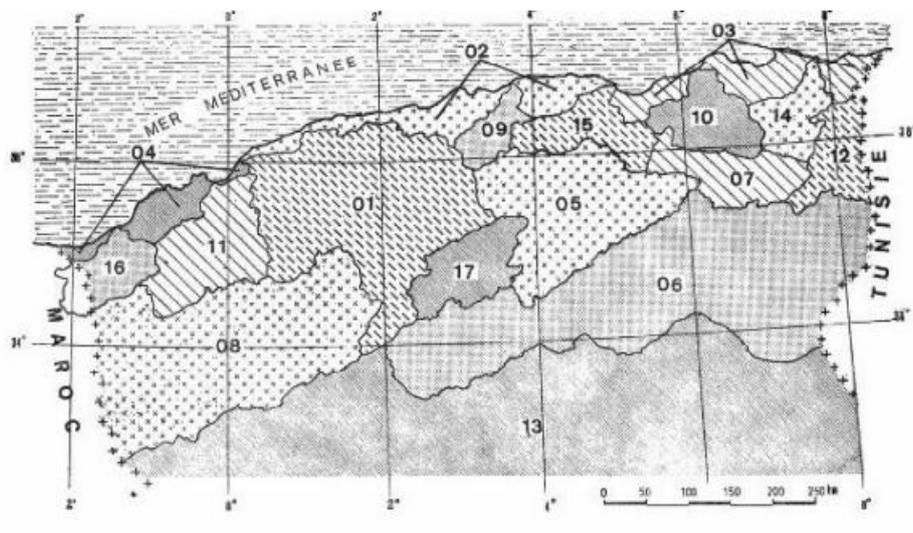


Figure 2.11 : Carte de localisation des bassins hydrographiques de l'Algérie « ANRH

Le coefficient du ruissellement α_t a été déterminé à partir des données des plus grandes crues (crues de faibles fréquences), enregistrées dans des cours d'eau de différentes régions :

$$\alpha_t = 1 - \exp\left(\frac{-P_{max,jT}}{P_0}\right) \dots \dots \dots (2.43)$$

$P_{Max,j,T}$: pluie maximale journalière en mm de période de retour T,
 P_0 : pertes maximales possibles en mm, Ce paramètre est tabulé en fonction des zones géographique des grands bassins versants de l'Algérie (Figure 2.11) :

Tableau 2.33 Valeurs du paramètre P_0 . (Boutoutaou D. 2008)

Bassins versants	01-02-11-04-09	05-07-06-08	12-14-10-03-15	16	13
P_0, mm	100	90	120	115	60

Le coefficient de réduction du débit λ est déterminé par formule suivante :

Pour $S > 600 \text{ Km}^2$:

$$\lambda = \frac{9,4}{(S + 1)^{0,39}}$$

Pour $S < 600 \text{ Km}^2$:

$$\lambda = 1$$

Les résultats de calcul sont représenté dans le tableau suivant :

Tableau 2.34: résultats de calcul de debit de crue par la formule de l'ANRH

T (ans)	5	10	50	100	200	500	1000	2000	10000
Q _p	347,25	451,79	589,98	694,51	799,05	937,24	1041,77	1146,31	1389,03

2.7.2 Méthode du GRADEX :

La méthode GRADEX est une approche probabiliste du calcul des débits de crue d'un cours d'eau. Elle s'applique à des événements dont la période de retour est comprise entre 20 et 10 000 ans.

Elle suppose que lorsque le sol est proche de la saturation, l'infiltration est limitée et qu'au-delà d'un certain débit, toute l'eau qui tombe devient du ruissellement. L'intérêt de la méthode réside dans l'utilisation de données pluviométriques, , pour compléter les informations sur les débits.

Les étapes de la méthode

1. Ajuster par la loi de Gumbel des pluies maximales journalières.
2. Calculer le Gradex des précipitations a (pente de la droite de Gumbel).

$$P(\text{mm}) = a. \mu + b \dots \dots \dots (2.44) .$$

3. Ajustement de la série des débits observés à la loi de Gumbel et déterminer le débit décennal (point pivot de l'extrapolation des débits). Exprimer le débit décennal en lame d'eau équivalente par la formule :

$$R(mm) = \frac{Q(m^3/s) \times 3,6 \times n(heures)}{S(km^2)} \dots\dots\dots (2.45)$$

4. Extrapoler la distribution des débits au-delà de 0.9 (T=10 ans) par une droite de pente égale au Gradex de la pluie.

$$Q(\mu\%) = a \cdot \mu + b' \dots\dots\dots (2.46)$$

avec :

a : Gradex de la pluie.

μ : Variable réduite de Gumbel,

$$\mu = -\ln(-\ln(F)) \dots\dots\dots (2.47)$$

$$F = \frac{1}{1 - T} \dots\dots\dots (2.48)$$

Pour T=10ans :

$$b' = Q_{10ans} - a\mu \dots\dots\dots (2.49)$$

Tracer la droite de l'équation 2.46 sur le même graphe que l'ajustement de Pjmax.

Ensuite tirer les débits

pour chaque période de retour (en mm). Puis Exprimer ces débits en m³/s par la formule :

$$Q(m^3/s) = \frac{A(km^2) \times Q(mm)}{3,6} \dots\dots\dots (2.50)$$

5. Calcul du débit de pointe

Calcul du coefficient de pointe.

$$C_p = Q_{\max}/Q_{\text{moy}}. \quad \text{Ainsi ; } Q_p = C_p \cdot Q$$

Résultats obtenus par la méthode :

D'après Les résultats d'ajustement des pluies maximales journalières et des debits maximales journalière on trouve :

Gradex des pluies : $a = 30,36$

Debit décennal : $Q_{10} = 347 \text{ m}^3/\text{s}$

On exprimer le débit décennal en lame d'eau équivalente par la formule :

$$R(\text{mm}) = \frac{Q(\text{m}^3/\text{s}) \times 3,6 \times n(\text{heures})}{S(\text{km}^2)} \dots\dots\dots (2.51)$$

$$\mathbf{R (\text{mm})= 313 \text{ mm} .}$$

L'équation (3.21) s'écrit :

$$313 = 30,36 \cdot \mu + b' \dots\dots\dots(2.52) .$$

$$b' = 278,69$$

l'équation de la droite de Gumbel des débits :

$$Q(\mu\%) = 30,36 \mu + 278,69 \dots\dots\dots(2.53) .$$

Les résultats de calcul des debits sont données dans le tableau suivant :

Tableau 2.35 : résultats de calcul des débits par la méthode de Gradex .

Période de retour	Q _{max} (F) (mm)	Q _{max} m ³ /s
10000	473,76	524,31
2000	429,60	475,45
1000	410,58	454,39
200	366,37	405,47
100	347,29	384,35
50	328,14	363,15
20	302,58	334,87
10	282,83	313,01

2.7.3 Méthode Soil Conservation Service « SCS -CN » :

La méthode du SCS-CN a été développée par l'USDA-NRCS (US Department of Agriculture – Natural Resources Conservation Service) en 1969, cette méthode est basée sur le paramètre «curve number » qui permet de calculer le débit ruisselé à partir de données pluviométriques ,

L'hypothèse principale de la méthode SCS (Soil Conservation Service) est que le rapport entre l'infiltration réelle (F) et l'infiltration potentielle maximale (S) est égal au rapport entre le ruissellement réel et le ruissellement maximum potentiel. ET ceci peut s'exprimer comme suit :

$$\frac{F}{S} = \frac{P_{eff}}{P - I_a} \dots \dots \dots (2.54)$$

La rétention réelle se définit avec la relation suivante :

$$F = (P - I_a) - P_{eff} \dots \dots \dots (2.55)$$

On remplace l'équation (2.55) dans l'équation (2.54) on obtient :

$$P_{eff} = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S} \dots \dots \dots (2.56)$$

Où:

$$I_a = 0,2 * S \dots \dots (2.57)$$

On remplace l'équation (2.57) dans l'équation (2.56) on obtient la relation (2.58) , qui représente l'équation de base permettant de calculer le ruissellement Q à partir de la précipitation P :

$$P_{eff} = \frac{(P - 0,2.S)^2}{P + 0,8.S} \dots \dots (2.58)$$

Le paramètre S qui représente l'infiltration potentielles maximales est calculer par la relation suivante :

$$S = \frac{25400}{CN} - 245 \dots \dots (2.59)$$

2.7.3.1 Calcule de CN :

Le curve number est un paramètre essentiel qui caractérise le potentiel de génération de ruissellement d'un sol , Sa valeur dépend du groupe hydrologique du sol, de l'occupation du sol, et des conditions d'humidité antérieures .

Groupe hydrologique du sol :

Les sols sont classés en quatre grands groupes en fonction de leur capacité d'infiltration. La perméabilité du sol diminue de la classe A à la classe D. Selon l'USDA-SCS (1972), ces quatre groupes sont définis en fonction de la texture et de la structure du sol :

groupe A contient des sols dont le potentiel de génération du ruissellement est très faible même dans des conditions très humides. Généralement, ces sols présentent un fort pourcentage de sable (90 %), et présentent une faible densité.

groupe B comprend les sols qui ont généralement une faible potentiel de generation du ruissellement, même dans des conditions très humides. Il sont généralement composés de 50 à 90 % de sable et de 10 à 20 % d'argile .

groupe C contient des sols dont le potentiel de génération du ruissellement est plutôt élevé lorsqu'ils sont extrêmement humides. Généralement, ces sols contiennent moins de 50 % de sable et 20 à 40 % d'argile .

groupe D contient des sols dont le potentiel de génération du ruissellement est élevé lorsqu'ils sont extrêmement humides. Généralement, ces sols contiennent moins de 50 % de sable et plus de 40 % d'argile (textures argileuses). (Carluer. N . 2011)

Tableau 2.36 : tableau rectificatif des groupes hydrologiques de sol.

Groupe hydrologique	Potentiel de ruissellement	Texture
A	Minimal	Sable
B	Faible	Sol sableux ,Sable limoneux, Sable argileux ,Sable argilo-limoneux
C	Moyen	Argile limoneuse , Argile limono-sableuse Limon argileux, Limon argilo-sableux Limon sablo-argileux , Limon sableux Sol argilo-sableux
D	Maximal	Argile

Le bassin d'Oued Zhour a une perméabilité faible à moyenne, donc il appartient à la classe C.

occupation du sol:

Le bassin d'oued zhour est composé de plusieurs classes d'occupation du sol représenté dans la carte d'occupation du sol (figure 2.12) réalisé par le logiciel Arcgis :

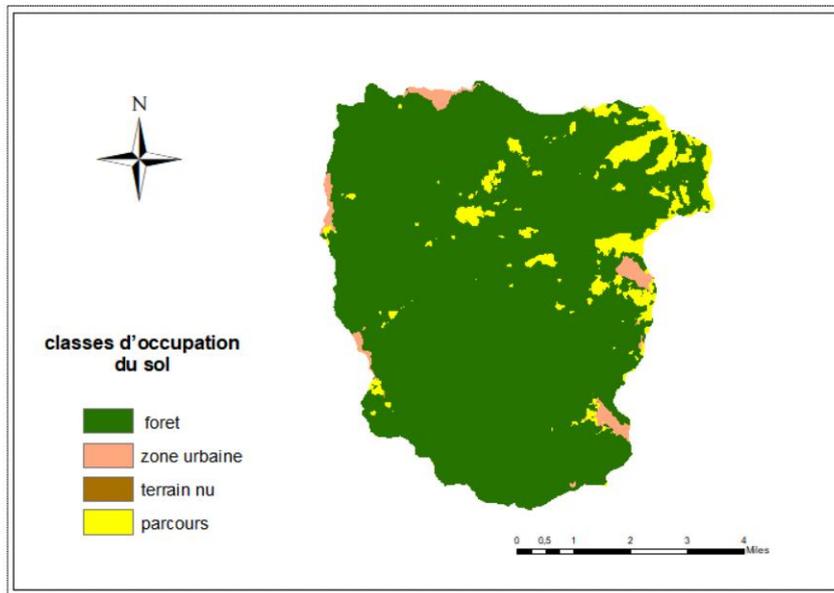


Figure 2.12 : Carte d’occupation du sol du bassin versant

Le curve number pour un bassin versant composé de plusieurs classes d’occupation du sol et de type de sols est calculé par la formule :

$$CN = \frac{\sum CN_i \cdot A_i}{\sum A_i} \dots\dots\dots (2.61)$$

Les valeurs de CN selon le Type d’occupation du sol sont données dans le tableau 2.37 :

Tableau 2.37 : CN selon le Type d’occupation du sol

Occupation de sol	Classe de sols			
	A	B	C	D
parcours	72	81	88	91
Forêt	36	60	79	79
Terrain nu	68	79	89	89
zone urbaine	80	85	90	95

Les conditions d'humidité antérieures (AMC) :

Les conditions d'humidité antérieures (AMC) sont généralement considérées comme le facteur le plus crucial dans les calculs de ruissellement et sont classées en trois niveaux - AMC I (conditions sèches), AMC II (conditions normales ou moyennes) et AMC III (conditions humides).

Les valeurs du CN indiquées dans le tableau correspondent à des conditions d'humidité moyenne (CNII), mais on peut calculer CNI, qui représente des conditions sèches, ainsi que CNIII, qui reflète des conditions humides, à l'aide des équations suivantes:

(Chow, Maidment et al. 1988

$$CN_I = \frac{CN_{II}}{2,2754 - 0,012754 \times CN_{II}} \dots\dots (2.62)$$

$$CN_{III} = \frac{CN_{II}}{0,43 + 0,0057 \times CN_{II}} \dots\dots\dots (2.63)$$

Le tableau

Tableau 2.38: occupation du sol et CN du bassin versant .

Classe d'occupation du sol	Parcours	Terrain nu	Forêt	zone urbaine	Totale
Surface partielles (km2)	6,2	0,0008	87,8	1,9	95,92
CN	88	89	79	90	79.78

CN = 79.78

L'hydrogramme de ruissellement est caractérisé par :

Le débit de pointe : Q_p

Le temps de peak : $T_p = \Delta t/2 + 0.6 \cdot T_c$.

Où :

Δt : La durée de l'excès de précipitation ;

T_c : le temps de concentration du bassin.

Le temps de base : $T_b = T_p + T_r$

Le temps de décrue de l'hydrogramme T_r

Le rapport entre T_r et T_p se présente sous forme de constante tel que :

$$T_r = 1.67 T_p$$

L'application de la méthode SCS nécessite l'utilisation d'une modélisation à l'aide du logiciel «HEC-HMS » .

2.7.3.2 Modélisation hydrologique « Modélisation pluie-débit»:

Le modèle hydrologique est un outil mathématique qui permet de calculer des débits à partir de données climatiques, Les types de la modélisation se présentent sous plusieurs approches :

Modélisation basée sur la physique : Cette méthode représente les processus hydrologiques à l'aide de lois physiques, ce qui nécessite des données précises et représentatives. Elle permet d'identifier et d'expliquer les facteurs déterminants.

Modélisation conceptuelle : c'est la reproduction des écoulements sans chercher à représenter les processus. Les modèles conceptuels considèrent généralement le bassin versant comme une série de réservoirs interconnectés, ce qui simplifie la représentation du monde réel. Ce type de modélisation possède un nombre de paramètres réduit et une mise en œuvre facile.

Le choix du type de modèle à utiliser dépend généralement de l'objectif de modélisation ainsi que des données d'entrées disponibles. (Perrin, C 2003) .

2.7.3.3 Le modèle HEC-HMS :

HEC-HMS (Hydrologic Modeling System) est un outil créé par l'Hydrologic Engineering Center (HEC) de l'U.S. Army Corps of Engineers pour simuler le comportement hydrologique d'un Bassin Versant suite à des événements pluvieux prédéterminés. Ce logiciel est utilisé pour générer des hydrogrammes de crue pour diverses applications, telles que , la prévision et le contrôle des inondations.

Il permet d'analyser ou de simuler à la fois différents types de données, notamment :

Les précipitations : Il peut s'agir de données pluviométriques réelles provenant d'événements ordinaires ou extrêmes, ainsi que de scénarios pluviométriques théoriques dérivés d'une étude statistique.

Pertes : Elles sont utilisées pour estimer le ruissellement en fonction des précipitations et des caractéristiques du bassin versant.

Ruissellement direct : il prend en compte les écoulements de surface, le stockage et les pertes de charge.

Le model est basé sur deux fonctions principales :

La fonction de production : L'utilisation d'une fonction de production permet de séparer la pluie efficace (génératrices de ruissellement) de la pluie brute .

La fonction de transfert : elle permet de transférer la pluie ruissellée vers l'exutoire du bassin versant

Les résultats obtenus après l'application du modèle SCS-CN sont représentés dans le tableau 2.39:

Tableau 2.39 : Résultats de la methode SCS CN .

T(ans)	10 ans	50	100	500	1000	10000
Methode scs	339,4	504,3	726	910,2	1020,8	1321,0

On remarque que les résultats de la méthode SCS-CN et de la méthode de l'ANRH sont très proches, contrairement à ceux de la méthode Gradex, qui présentent un écart significatif par rapport aux deux autres méthodes .

La méthode SCS permet d'étudier précisément les différents bassins, elle prend en considération la variabilité des types de sol, l'hétérogénéité des surfaces, ainsi que l'état d'humidité du sol.

Donc, on opte pour les résultats de la méthode SCS-CN pour le reste de notre étude .

Hydrogramme de crue :

L'hydrogramme de crue pour la période de retour de 1000 ans donné par le logiciel « HEC-HMS » est représenté dans la figure suivante :

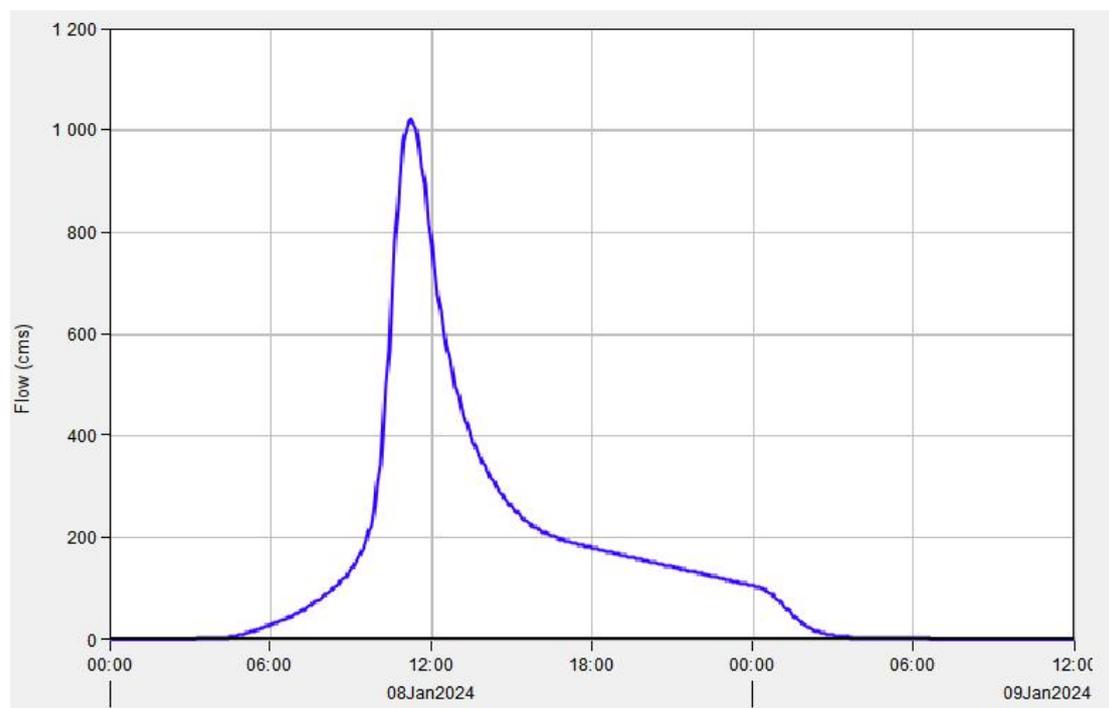


Figure 2.13 : Hydrogramme de crue pour une période de retour de 1000 ans

Les hydrogrammes de crue pour les différentes périodes de retour sont donnés dans l'annexe B01 .

2.8 Laminage des crues :

Le laminage est une méthode de calcul utilisée pour déterminer le débit et la charge d'eau passant par un évacuateur de crue. . Ce calcul est essentiel dans la conception des évacuateurs de crues, qui sont des structures importants dans les barrages. Il permet d'optimiser la capacité de stockage temporaire du réservoir et le débit progressif des déversements en fonction de l'apport entrant de la crue,cette relation peut être formulée comme suit :

$$Q_{dt} = q_{dt} + Sdh \dots\dots\dots(2.64) .$$

Avec :

Q : Débit entrant de la crue.

q : le débit déversé par l'évacuateur de crue.

S : la surface du plan d'eau.

Il y a plusieurs méthodes de calcul, on cite parmi eux :

- ✓ Méthode de Muskingum .
- ✓ Méthode step by step .
- ✓ Méthode graphique .
- ✓ Méthode Kotcherine.
- ✓ Méthode de Hidenblat.

2.8.1 méthode de Muskingum:

Pour calculer le débit sortant d'un barrage en fonction du débit entrant et du volume de stockage. il faut utiliser l'équation de continuité, qui exprime le bilan massique des flux entrants et sortants et du volume de stockage.

Il faut également connaître la relation stockage-débit, qui donne le débit sortant en fonction du volume de stockage. L'équation de continuité est la suivante :

$$O - I = \frac{dS}{dt} \dots\dots\dots (2.65)$$

I : débit d'entrée Q_e ;

O : débit de sortie Q_s .

S : l'emmagasinement d'eau dans le tronçon ou le réservoir considéré

Après intégration entre deux instants assez rapprochés t_1 et t_2 , l'équation s'écrit :

$$\Delta S = S_2 - S_1 = \int_{t_1}^{t_2} I dt - \int_{t_1}^{t_2} O dt \dots \dots \dots (2.66)$$

Sur un petit intervalle de temps entre t et $t + \Delta t$, l'équation (2.67) s'écrit :

$$S_2 - S_1 = \left(\frac{I_1 + I_2}{2} - \frac{O_1 + O_2}{2} \right) \Delta t \dots \dots \dots (2.67)$$

Où les indices 1 et 2 correspondent respectivement aux valeurs des variables aux moments t et $t + \Delta t$

Pour traduire le bilan d'eau, on applique l'équation (2.67) . Elle peut être réécrite :

$$2 \frac{S_2}{\Delta t} + O_2 = I_1 + I_2 + \left(\frac{2S_1}{\Delta t} + O_1 \right) - 2O_1 \dots \dots \dots (2.68)$$

Elle permet de calculer la quantité inconnue $(2S_2/\Delta T) + O_2$ à partir des quantités connues présentes dans la partie droite de l'équation .le debit sortant O_2 sera calculé à partir de la courbe caractéristique du reservoir ($(2S/\Delta T) + O = f(O)$) , cette courbe est indépendante de l'hydrogramme d'entrée , et dépend des propriétés géométriques du réservoir et de sa capacité d'évacuation.

Application de la Méthode pour $B=30$ m :

Le debit de sortie est calculé par la relation 2.69 , (cas d'un évacuateur à surface libre) .

$$Q = mB \sqrt{2g} H^{3/2} \dots \dots \dots (2.69) .$$

$m = 0,49$, $B = 30$ m ,

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

Tableau 2.40 : Calcul de la courbe caractéristique du barrage.

H (m)	cote	A(m ²)	Q(m ³ /s)	S(m ³)	(2S/deltat)+Q
0,00	58,50	1018012,40	0,00	0,00	0,00
0,50	59,00	1038428,00	23,02	519214,00	1176,83
1,00	59,50	1055000,00	65,11	1055000,00	2409,56
1,50	60,00	1073654,00	119,62	1610481,00	3698,47
2,00	60,50	1091545,00	184,17	2183090,00	5035,48
2,50	61,00	1110066,00	257,38	2775165,00	6424,41
3,00	61,50	1128008,00	338,34	3384024,00	7858,39
3,50	62,00	1145689,00	426,35	4009911,50	9337,27
4,00	62,50	1162020,91	520,90	4648083,66	10849,98
4,50	63,00	1181545,00	621,56	5316952,50	12437,01
5,00	63,50	1200000,00	727,98	6000000,00	14061,32
5,50	64,00	1218000,00	839,87	6699000,00	15726,53
6,00	64,50	1236520,27	956,96	7419121,63	17443,90
6,26	65,00	1245538,02	1020,81	7802050,16	18358,70

La représentation de la courbe caractéristique est donnée dans la figure 2.13 :

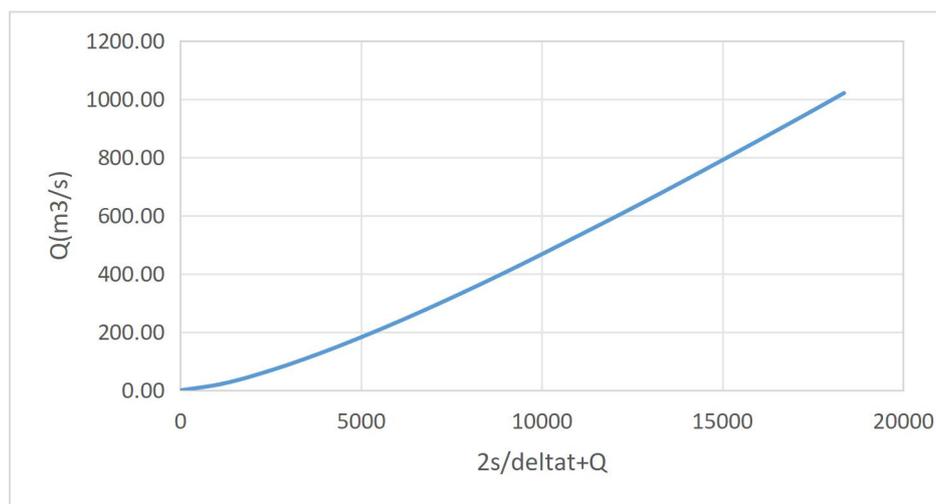


Figure 2.13 : Courbe caractéristique pour B=30 m

Utilisons la courbe caractéristique et l'équation 2.68 ,On détermine l'hydrogramme laminé :

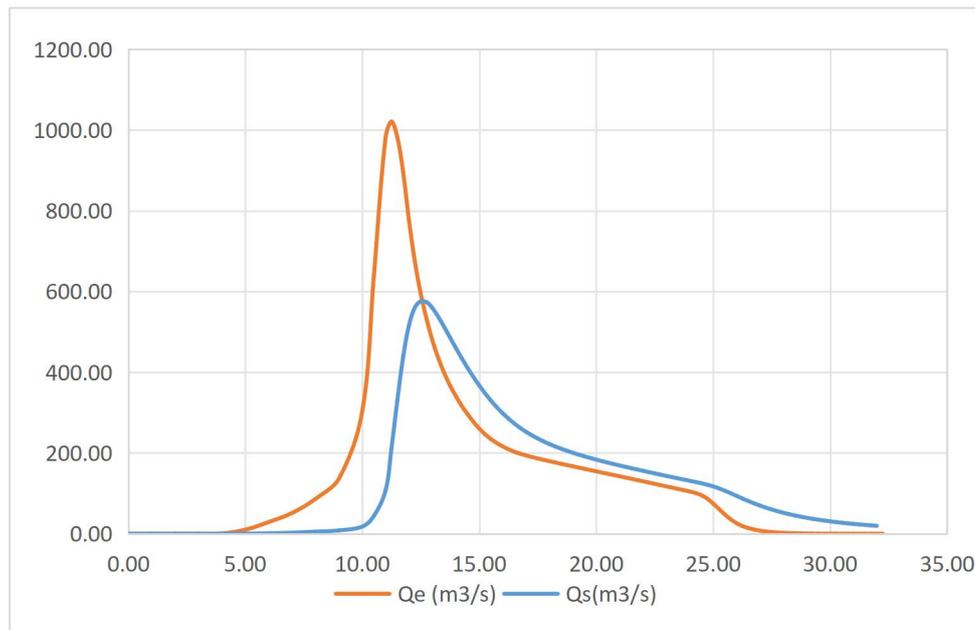


Figure 2.14 : hydrogramme laminé .

Les résultats de calcul des hydrogrammes de sortie pour différentes largeurs déversantes sont donnés dans l'annexe B02 .

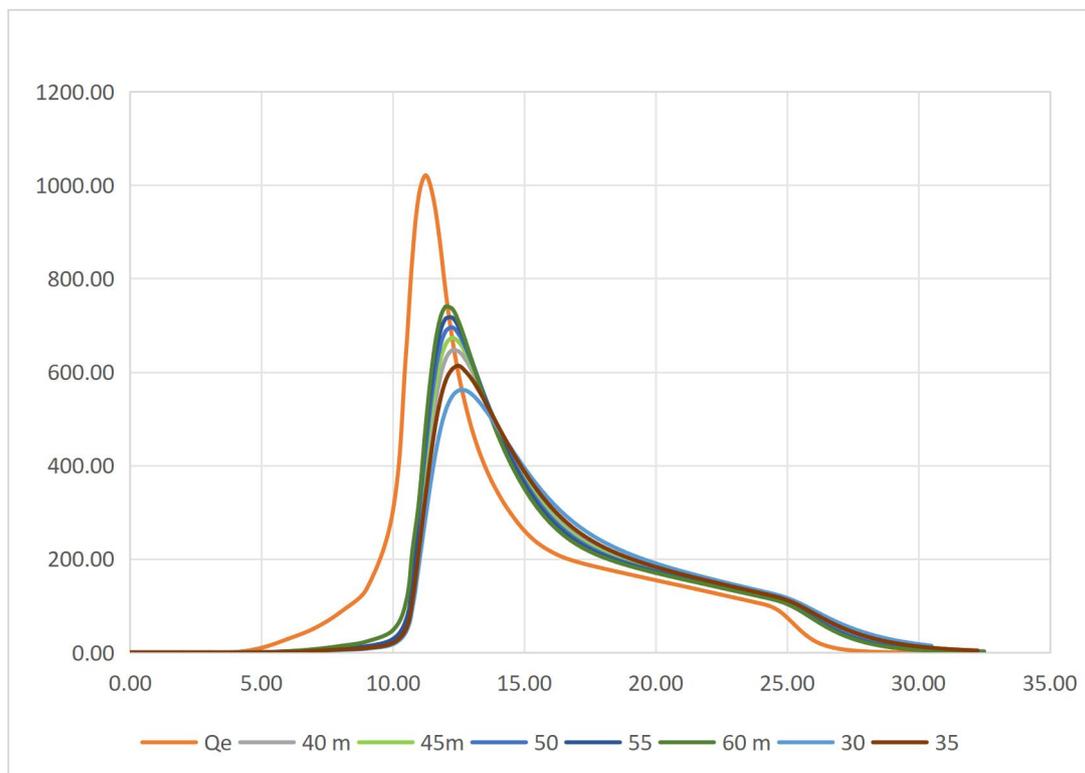


Figure 2.15 – Hydrogrammes d'entrée et sorties .

Tableau 2.41: Récapitulatif des résultats de la méthode de Muskingum

Largeur B(m)	Hauteur h(m)	Qs(m)
30	4,28	575,69
35	4,02	613,22
40	3,81	645,41
45	3,62	673,85
50	3,46	697,23
55	3,31	717,89
60	3,18	736,87

2.9 Etude d'optimisation :

L'objectif de cette étude est de déterminer la largeur optimale de l'évacuateur de crue correspondant à la hauteur optimale de la digue afin d'obtenir le projet le plus économique. Il est essentiel d'évaluer le coût estimé de la structure pour différentes largeurs de déversoir correspondant à différentes hauteurs de la digue.

2.9.1 Calcul du coût de la digue:

Calcul de la revanche :

La revanche est la différence de hauteur entre le niveau le plus hautes eaux et la crête de la digue, Elle sert à protéger la digue contre les vagues et les vents, et à compenser les affaissements du sol

Elle est donnée par :

Formule de Mallet et Pacquant :

$$R = h_v + \frac{v^2}{2g} \dots \dots \dots (2.70)$$

Avec :

$$h_v = \frac{1}{2} + \frac{1}{3} \sqrt{F} \dots \dots \dots (2.71)$$

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

$$v = 1,5 + 2h_v \dots \dots \dots (2.72)$$

R : La revanche ;

F : longueur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment

depuis l'exutoire appelé Fetch ($F = 2.1 \text{ km}$) ;

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

$v^2/2g$: Energie cinétique des vagues ;

H_v : hauteur des vagues (m).

Formule de Davis :

$$R = 0,75h_v + \frac{v^2}{2g} \dots \dots \dots (2.73)$$

$v^2/2g$: Energie cinétique des vagues ; $v = 1.5 + 2h_v$

H_v : hauteur des vagues (m). Elle est donnée par la formule de STEVENSON :

$$h_v = 0.75 + 0.34\sqrt{F} - 0.264(F)^{1/4}$$

Formule simplifié :

$$R = 1 + 0.3\sqrt{F} \dots \dots \dots (2.74)$$

Les résultats de calcul de la revanche sont représenté dans le tableau suivant :

Tableau 2.42 : resultats de calcul de la revanche

formule	Resultats
Mallet et Pacquant	1,34
Davis	1,41
simplifié	1,3
Moyenne	1,35

On remarque que la formule de Mallet et Pacquant est la plus proche de la moyenne ,
on prend : $R = 1,34 \text{ m}$

Calcul de la hauteur du barrage :

$$H_b = \text{NNR} - C_f + h_d + R + t \dots \dots \dots (2.75)$$

NNR : niveau normal de la retenue NNR=58,5 m ;

C_f : cote du fond $C_f=20,4 \text{ m}$;

h_d : hauteur déversée ;

R : La revanche en (m)

t : Le tassement en (m) estimé à 1% de la hauteur de barrage ;

Les résultats sont représenté dans le tableau suivant :

Tableau 2.43 : la hauteur du barrage pour chaque largeur .

B	Hd	NPHE	revanche	Hb
30,00	4,28	62,78	1,34	44,14
35,00	4,02	62,52	1,34	43,88
40,00	3,81	62,31	1,34	43,67
45,00	3,62	62,12	1,34	43,48
50,00	3,46	61,96	1,34	43,31
55,00	3,31	61,81	1,34	43,16
60,00	3,18	61,68	1,34	43,03

Calcul de la largeur en crête :

Formule de Knapen :

$$b_{cr} = 1.65\sqrt{H_b} \dots\dots\dots(2.76)$$

Formule de E-F-Preece :

$$b_{cr} = 1.1 \sqrt{H_b} + 1 \dots\dots\dots(2.77).$$

Formule simplifiée :

$$b_{cr} = 3.6(H_b)^{1/3} - 3 \dots\dots\dots(2.78).$$

Formule pratique :

$$b_{cr} = (5/3) \sqrt{H_b} \dots\dots\dots(2.79)$$

Hb : Hauteur de la digue (m)

Le tableau 2.44 représente les résultats de la largeur en crete obtenue par les précédents :

Tableau 2.44: largeur en crete pour chaque largeur

formule	Largeur en crete						
	30	35	40	45	50	55	60
Knapen	10,96	10,93	10,90	10,88	10,86	10,84	10,82
E-F-Preece	8,31	8,31	8,31	8,31	8,31	8,31	8,31
simplifiée	9,72	9,70	9,68	9,66	9,64	9,63	9,61
pratique	11,07	11,04	11,01	10,99	10,97	10,95	10,93
Moyenne	10,02	9,99	9,97	9,95	9,93	9,91	9,90

On prend : $b_c = 10 \text{ m}$.

Estimation du coût de la digue :

A partir du profil longitudinal de l'axe du barrage, on estime le volumes de la digue Pour chaque largeur déversante .

Le volume de la digue est calculé par la formule suivante :

$$V_b = \sum V_i \dots \dots (2.80)$$

$$V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} L \dots \dots \dots (2.81)$$

Avec :

V_i : les volumes partiels.

L : distance entre deux coupes voisines.

S_i : section transversale correspondante à la coupe i ,

La section transversale est calculé par la formule suivante :

$$S_i = \frac{b + B_i}{2} H_i \dots \dots (2.82)$$

B_i : largeur de base, avec $B_i = (m_1 + m_2)H_i + b$

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

H_i : hauteur de la tranche au point I

Où :

$$H_i = NNR - C_f + R + H_d + t \dots\dots\dots(2.83)$$

Les résultats sont représenté dans les tableaux suivants :

Le coût estimatif du remblai est de 600 DA

Tableau 2.45: Résultats de calcul du volume et du coût de la digue Pour B=30 .

coupe	H _i	B _i	S _i	Smoy	L (m)	V (m ³)	Coût (10 ⁶ DA)
0	0,00	9,72	0,00	59,78	10,64	636,32	0,38
1-1	4,90	39,11	119,56	323,08	9,14	2952,64	1,77
2-2	11,73	80,09	526,60	696,32	8,17	5686,14	3,41
3-3	15,45	102,41	866,04	1119,08	8,33	9316,35	5,59
4-4	19,83	128,69	1372,13	1621,70	5,20	8427,97	5,06
5-5	23,41	150,17	1871,27	2591,80	12,19	31581,09	18,95
6-6	31,65	199,61	3312,33	3973,40	10,80	42928,63	25,76
7-7	37,72	236,03	4634,47	5408,80	10,69	57814,70	34,69
8-8	43,81	272,57	6183,13	6270,97	15,96	100103,49	60,06
9-9	44,45	276,41	6358,81	6354,66	5,42	34467,68	20,68
10-10	44,42	276,23	6350,52	6285,93	7,61	47804,53	28,68
11-11	43,95	273,41	6221,35	6044,85	25,09	151671,22	91,00
12-12	42,64	265,55	5868,34	5814,15	8,06	46856,27	28,11

Résultats de calcul du volume et du coût de la digue Pour B=30 (suite):

13-13	42,23	263,09	5759,97	5790,30	22,89	132540,05	79,52
14-14	42,46	264,47	5820,64	5783,73	7,52	43470,52	26,08
15-15	42,18	262,79	5746,82	5697,11	8,38	47713,30	28,63
16-16	41,80	260,51	5647,40	5364,39	11,25	60338,69	36,20
17-17	39,57	247,13	5081,39	4667,29	9,73	45394,09	27,24
18-18	36,07	226,13	4253,20	4034,14	5,53	22292,67	13,38
19-19	34,08	214,19	3815,09	3462,50	5,54	19178,81	11,51
20-20	30,62	193,43	3109,92	2858,84	5,71	16324,00	9,79
21-21	27,91	177,17	2607,77	2002,23	10,54	21101,46	12,66
22-22	20,02	129,83	1396,69	1125,75	6,27	7058,43	4,24
23-23	15,34	101,75	854,81	625,57	7,25	4537,27	2,72
24-24	9,99	69,65	396,33	214,96	11,77	2530,08	1,52
25-25	2,10	22,31	33,59	16,79	5,40	90,60	0,05
25	0	9,72	0	Total	255,05	962817,00	577,69

Le coût de la digue pour chaque largeur est représenté dans le tableau 2.46:

Tableau 2.46 : Coût de la digue pour différentes largeurs déversantes.

b (m)	H _b (m)	Volume (Mm ³)	Coût (MDA)
30	4,28	0,96	577,69
35	4,02	0,95	570,01
40	3,81	0,93	563,49
45	3,62	0,92	557,93
50	3,46	0,92	552,91
55	3,31	0,92	553,23
60	3,18	0,915	549,27

2.9.2 Calcul du coût préliminaire de l'évacuateur de crue :

Coût du déversoir :

Pour l'évacuateur de crue de notre barrage ,on prend un déversoir avec un profil de type creager . La forme du déversoir est déterminée par l'équation du profil de Creager donnée par :

$$\frac{Y}{H} = \frac{1}{k} \left(\frac{X}{H} \right)^n \dots \dots \dots (2.84)$$

Avec :

$$k= 2$$

$$n=1,85$$

$$\frac{Y}{H} = 0,5 \left(\frac{X}{H} \right)^{1,85} \dots \dots \dots (2.85)$$

H = charge sur la crête du déversoir(m).

Y : Ordonnée du profil (m) ;

X : Abscisse du profil (m).

Le volume du déversoir :

$$V =S.V \dots \dots \dots (2.86)$$

S : Section transversale (m²).

b : Largeur De déversoir (m).

Les résultats sont représenté dans le tableau 2.47 :

Tableau 2.47 : coût du déversoir pour différentes largeurs déversantes.

B(m)	hd (m)	V (m ³)	Coût (10 ⁶ DA)
30	4,28	3848,22	134,69
35	4,02	4929,56	172,53
40	3,81	6094,58	213,31
45	3,62	7338,89	256,86
50	3,46	8640,07	302,40
55	3,31	10003,69	350,13
60	3,18	11431,47	400,10

Le coût estimatif du béton est de 35000 DA

Coût du canal d'approche :

La hauteur du mur est calculé par :

$$H_{ca} = H_d + R + P \dots\dots\dots(2.87)$$

$$\frac{p}{H} > 1,33 \dots\dots\dots(2.88)$$

P : hauteur de pelle en m.

R : la revanche en m. (R=1,34 m)

Le volume du canal d'approche :

$$V = S \cdot e = L \cdot H_{ca} \cdot e \dots\dots\dots(2.89).$$

L : longueur du canal d'approche déterminée selon la topographie du site, (L=45m)

e : l'épaisseur en m, (e=0,5).

Tableau 2.48 : Résultat du calcul du coût du canal d’approche .

B (m)	H _d (m)	P(m)	H _{ca} (m)	V(m ³)	Coût (10 ⁶ DA)
30	4,28	5,69	11,48	258,26	9,04
35	4,02	5,35	10,89	245,06	8,58
40	3,81	5,07	10,39	233,79	8,18
45	3,62	4,82	9,96	224,09	7,84
50	3,46	4,60	9,57	215,28	7,53
55	3,31	4,40	9,22	207,47	7,26
60	3,18	4,22	8,91	200,57	7,02
65	3,08	4,09	8,68	195,40	6,84
70	2,96	3,93	8,41	189,19	6,62

Coût du coursier :

Le volume du béton du coursier est calculer par :

$$V_{\text{béton}} = S_{\text{Béton}} \cdot L_{\text{coursier}} \dots\dots\dots(2.87).$$

$$e_{\text{radier}} = 0,5$$

$$e_{\text{murs bajoyer}} = 0,4$$

La largeur de coursier:

$$b_{\text{coursier}} = (Q_{d,\text{max}})^{0,4} \dots\dots\dots(2.88).$$

Tableau 2.49: coût du coursier.

B(m)	H _d (m)	V(m ³)	Cout(10 ⁶ DA)
30	4,28	3747,19	131,15
35	4,02	3877,01	135,70
40	3,81	3985,55	139,49
45	3,62	4079,45	142,78
50	3,46	4155,36	145,44
55	3,31	4221,47	147,75
60	3,18	4281,50	149,85
65	3,08	4358,00	152,53
70	2,96	4394,11	153,79

Le cout total de la digue est représenté dans le tableau suivant :

Tableau2.50 : Coût total du barrage .

B(m)	H _d (m)	Digue	Deversoir	Canal d'approche	coursier	Cout total (10 ⁶ DA)
30	4,28	584,80	134,69	9,04	131,15	859,68
35	4,02	577,18	172,53	8,58	135,70	893,98
40	3,81	570,70	213,31	8,18	139,49	931,69
45	3,62	565,18	256,86	7,84	142,78	972,66
50	3,46	560,19	302,40	7,53	145,44	1015,57
55	3,31	560,68	350,13	7,26	147,75	1065,82
60	3,18	556,75	400,10	7,02	149,85	1113,72
65	3,08	553,81	454,98	6,84	152,53	1168,16
70	2,96	550,30	507,37	6,62	153,79	1218,08

La figure 2.16 illustre la représentation graphique de la somme du coût de l'évacuateur et de la digue

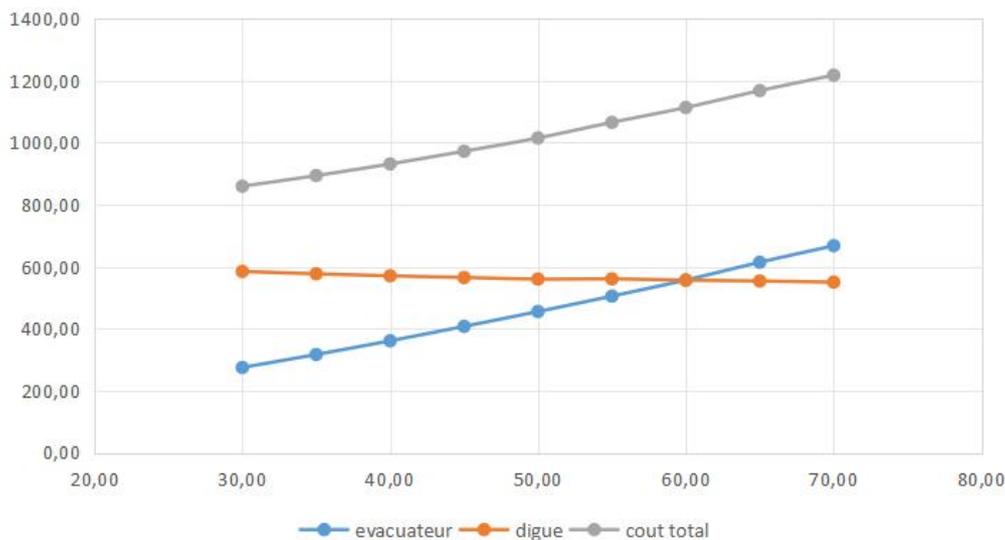


Figure 2.16 : Courbe d'optimisation (digue-évacuateur de crues).

Conclusion :

D'après l'étude d'optimisation, on a trouvé que le choix le plus économique est celui qui correspond à une largeur de l'évacuateur de crue de 30 m et d'une hauteur déversante de 4,28 m.

Récapitulatif des résultats :

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 2.50 : Récapitulatif des résultats

Paramètre	Résultats
$V_m(\text{Mm}^3)$	3,8
$V_{\text{NNR}}(\text{Mm}^3)$	17,24
$V_{\text{NPHE}}(\text{Mm}^3)$	22,2
Cote du fond (mNGA)	20,42
NVM (mNGA)	41
NNR (mNGA)	58,5
NPHE (mNGA)	62,78
$Q_{\text{max e}} (\text{m}^3/\text{s})$	1020,8
$Q_{\text{max laminé}} (\text{m}^3/\text{s})$	575,69
Hauteur déversante H_d (m)	4,28
Largeur du deversoir B (m)	30
Niveau de crete (mNGA)	64,5

Chapitre 3:

DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES ANNEXES

Introduction :

Le déversoir peut être défini comme le système de structures chargé de diriger les eaux de crue du bief amont au bief aval. Il a pour but de gérer le passage de débits extrêmes tout en maintenant une capacité d'évacuation optimale et en assurant la sécurité de l'ouvrage. Il doit donc assurer un débit suffisant pour éviter la submersion de l'ouvrage de retenue .

3.1 classification des évacuateurs de crues :

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

1.Le type de fonctionnement hydraulique :

- ✓ Évacuateur de surface (les évacuateurs rectilignes, en bec de canard, labyrinthe...).
- ✓ Évacuateur en charge (Évacuateur de crues en puits,Évacuateur siphon).

2.L'emplacement par rapport à la digue :

- ✓ Évacuateur frontal.
- ✓ Évacuateur latéral. (Évacuateur latéral à entonnement frontal, latéral à entonnement latéral).

3.2 Choix Du Type D'évacuateur :

3.2.1 Données nécessaires :

Hauteur déversant : $H_d = 4,27$ m.

Largeur déversant : $B = 30$ m.

Côte NNR : 58,5m.

$Q = 575,6$ m³/s

Type du barrage : barrage en remblai zoné .

Le choix du type de l'évacuateur de crue dépend des conditions géologiques et topographiques du site, du type du barrage et du coût de l'ouvrage.

Pour le cas du barrage Zhour, on évite de construire un évacuateur en charge à cause de l'importance du débit à évacuer qui nécessite un grand diamètre pour une évacuation efficace, et d'après les résultats de l'étude géotechnique, la qualité de la roche ne permet pas d'excaver de grands diamètres.

L'évacuateur de crue sur le corps du barrage est une variante à éviter pour les raisons suivantes :

- l'ouvrage sur la digue est instable et nécessite un système de drainage.
- Risque de glissement .
- La construction est coûteuse en raison des précautions nécessaires .
- Problèmes de déformation et de mouvement causés par le tassement.

Les évacuateurs de surface sont recommandés en raison de leur facilité d'exécution lors de la construction et la facilité de réparation . Ils offrent également un accès facile aux différentes ouvrages .

Lors de crues importantes qui dépassent le débit de projet, les débordements n'affectent pas directement le barrage et sont généralement limités, donc, ces types d'évacuateurs assurent la sécurité du barrage.

Le choix d'un évacuateur de surface dans ce cas repose sur des critères économiques.

Pour cela, deux variantes à étudier sont choisies :

- Évacuateur lateral à entonnement lateral.
- Évacuateur latéral à déversoir en bec du canard .

3.3 Étude de la première variante «Évacuateur lateral à entonnement lateral» :

3.3.1 Canal d'approche :

Le canal d'approche est conçu pour réduire les pertes de charge et diriger les eaux de crue vers la crête du déversoir. Cette conception garantit généralement un écoulement de faible vitesse.

On calcul la vitesse d'approche (V_a) :

$$V_a = \frac{Q_{ev}}{S_c} \dots \dots \dots (3.1)$$

Avec :

V_a : Vitesse d'approche (m/s) ;

Q_{ev} : Débit maximum à évacuer (m³/s) ;

S_c : Section du canal d'approche (m²),

Avec:

$$S_c = h . b$$

b : Largeur du déversoir (m) ;
 h : Charge hydraulique (m), tel que :

$$h = hd + P$$

hd : Hauteur de la lame déversante (m) ;

P : Hauteur de la pelle (m) .

On prend : $p= 8,5$ m .

$$V = \frac{575,69}{383,1} = 1,95m/s$$

$$V=1.95m/s$$

$$V_{adm}=4,4 \text{ m}^3/s$$

$V < V_{adm}$, donc ,pas de risque d'érosion .

3.3.2 Deversoir :

En 1948, l'USBR a mené des études expérimentales sur le profil de la surface de l'eau au-dessus d'un déversoir à paroi mince. L'USCE (U.S. Army Corps of Engineers) a ensuite utilisé ces résultats pour développer diverses formes standard, connues sous le nom de formes WES (Waterways Experiment Station). Ces formes sont conformes à l'équation suivante :

$$X^n = KH_d^{n-1}Y \dots\dots\dots(3.2)$$

Avec :

X, Y : Les coordonnées longitudinale et verticale du profil du déversoir .

K, n : Paramètres dépendant de la pente de la paroi amont de l'ouvrage.

Les paramètres K et n sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 3.1 : Valeurs des paramètres K et n

Pente amont	k	N
Verticale	2	1.85
3/1	1.936	1.836
3/2	1.939	1.81
3/3	1.873	1.776

La figure 3.1 représente un schéma détaillé de déversoir standard type WES à paroi amont verticale :

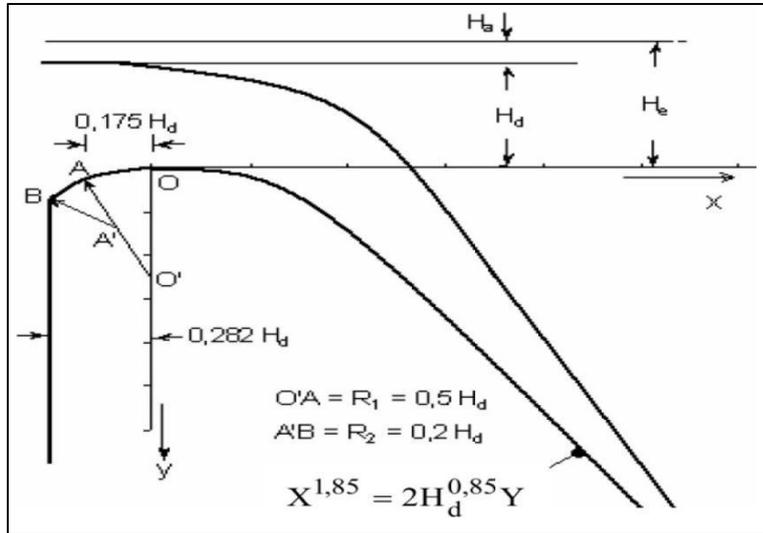


Figure 3.1 : Schéma détaillé du déversoir standard type WES à paroi amont vertical (Murphy, 1973)

De nombreux essais sur modèles réduits ont permis de déterminer le profil de la surface supérieure de l'écoulement passant au-dessus du déversoir standard de type WES , Le Tableau 3.2 regroupe les valeurs des coordonnées adimensionnelles $X=x/Hd$ et $Y=y/Hd$ de la surface supérieure de la nappe :

Tableau 3.2 : Coordonnées de la surface supérieure de la nappe liquide franchissant un déversoir standard type WES, à paroi amont verticale

H/Hd=0.5		H/Hd=1		H/Hd=1.33	
X=x/Hd	Y=y/Hd	X=x/Hd	Y=y/Hd	X=x/Hd	Y=y/Hd
-1	-0.490	-1	-0.933	-1	-1.210
-0.8	-0.484	-0.8	-0.915	-0.8	-1.185
-0.6	-0.475	-0.6	-0.893	-0.6	-1.151
-0.4	-0.460	-0.4	-0.865	-0.4	-1.110
-0.2	-0.425	-0.2	-0.821	-0.2	-1.060
0	-0.371	0	-0.755	0	-1.000
0.2	-0.300	0.2	-0.681	0.2	-0.019
0.4	-0.200	0.4	-0.586	0.4	-0.821

Coordonnées de la surface supérieure de la nappe liquide (suite) :

0.6	-0.075	0.6	-0.465	0.6	-0.705
0.8	0.075	0.8	-0.32	0.8	-0.569
1	0.258	1	-0.145	1	-0.411
1.2	0.470	1.2	0.055	1.2	-0.220
1.4	0.705	1.4	0.294	1.4	-0.002
1.6	0.972	1.6	0.563	1.6	0.243
1.8	1.269	1.8	0.857	1.8	0.531

la partie amont du déversoir est déterminée à partir de la formule suivante :

$$\frac{X^2}{A^2} - \frac{(B - Y)^2}{B^2} = 1 \dots\dots\dots (3.3)$$

Avec :

X, Y : Coordonnées longitudinale et verticale du profil amont du déversoir .

Les paramètres A et B sont déterminés à partir de la figure suivante :

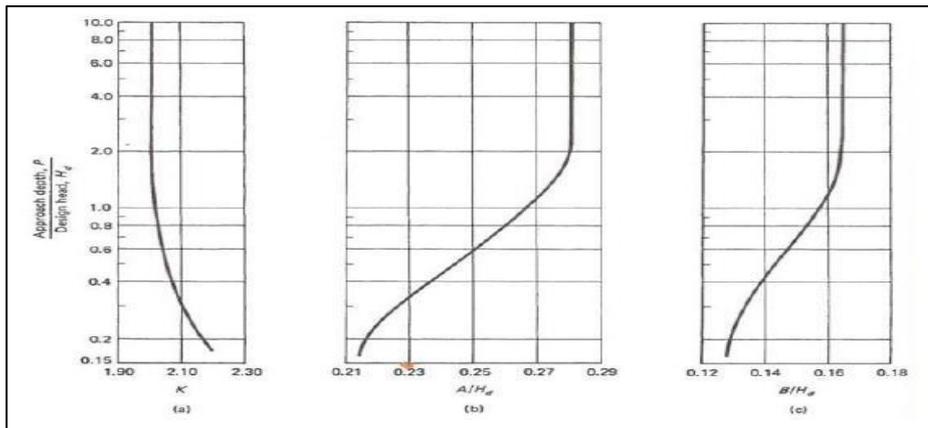


Figure 3.2: les paramètres A et B du profil amont du déversoir. (Murphy, 1973)

Application de la méthode :

Calcul de la charge déversante : On a H_e = 4,27 m et V_a = 1.5 m/s ⇒

$$h_d = h_e - \frac{v^2}{2g}$$

H_d=4,15 m

On a : H_e, H_d < 10 -----> H_d'= 0,7 H_e = 2,9 m

On utilise l'équation (3.2) pour déterminer les coordonnées du parement aval du déversoir . Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau 3.3 : Coordonnées du parement aval du déversoir .

X	Y	X	Y
0	0,00	5	-2,93
1	-0,15	6	-4,10
2	-0,54	7	-5,45
3	-1,14	8	-6,98
4	-1,94	9	-8,68

Calcul des coordonnées du parement amont du déversoir :

À partir de la figure (3.2), nous trouvons :

$$\frac{A}{H'_d} = 0,27 \rightarrow A = 1,13$$

$$\frac{B}{H'_d} = 0,16 \rightarrow B = 0,66$$

Les coordonnées du parement amont sont calculées à l'aide de l'équation (3.3).

Les résultats sont représentés dans le tableau (3.4) :

Tableau 3.4 : Coordonnées du parement amont du déversoir

X	Y
0	0
-0,2	-0,01
-0,3	-0,02
-0,4	-0,04
-0,5	-0,07
-0,6	-0,105
-0,7	-0,148
-0,8	-0,2
-0,9	-0,27
-1	-0,38
-1,1	-0,65

Par interpolation des valeurs du tableau (3.2) , on détermine les coordonnées de la surface supérieure de la nappe d'eau franchissant le déversoir.

Les coordonnées de la surface supérieure de la nappe sont données dans le tableau suivant :

Tableau 3.5 : Coordonnées de la surface supérieure de la nappe

$H/H_d = 1.03$		x	y
$X=x/H_d$	$Y=y/H_d$		
-1	-0,979	-4,15	4,064
-0,8	-0,960	-3,32	3,984
-0,6	-0,936	-2,49	3,884
-0,4	-0,906	-1,66	3,759
-0,2	-0,861	-0,83	3,572
0	-0,796	0	3,303
0,2	-0,719	0,83	2,985
0,4	-0,625	1,66	2,594
0,6	-0,505	2,49	2,096
0,8	-0,362	3,32	1,500
1	-0,189	4,15	0,786
1,2	0,009	4,98	-0,038
1,4	0,245	5,81	-1,015
1,6	0,510	6,64	-2,115
1,8	0,803	7,47	-3,331

La figure (3.3) montre la représentation des coordonnées du déversoir et de la nappe d'eau :

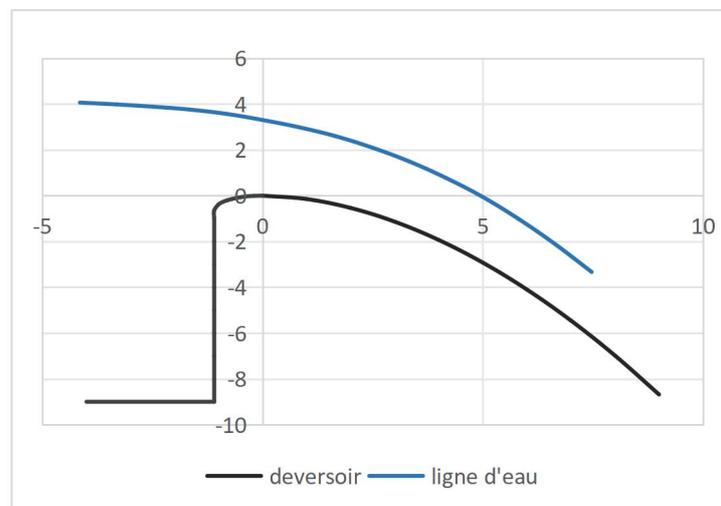


Figure 3.3 : Profil déversoir type WES.

3.3.3 Calcul hydraulique :

Pour des raisons économiques, on a choisi de dimensionner une augé divergente en direction de l'écoulement.

Étapes du calcul :

- On divise la largeur déversante en 7 tronçons et on établit les distances partielles de l'origine jusqu'à chaque site x_i .
- On fixe la vitesse moyenne de l'eau au bout de la tranchée et celle de la fin, ensuite on détermine les vitesses moyennes aux différents sites x_i .

Débits spécifique :

$$q = \frac{Q}{B} \dots\dots\dots(3.4)$$

$$q = \frac{575,69}{30} = 19,18 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

Le débit en chaque site x_i est déterminé par :

$$Q_i = q \cdot x_i \dots\dots\dots(3.5)$$

La vitesse de chaque site x_i :

$$V_i = V_{in} + a \cdot (x_i - 1) \dots\dots\dots(3.6)$$

Avec :

a : Coefficient de proportionnalité

$$a = \frac{V_f - V_i}{L - 1}$$

$$V_{in} = (3 - 5) \text{ m}/\text{s}$$

$$V_f = (8 - 10) \text{ m}/\text{s}$$

Section mouillée aux sites x_i :

$$S_i = \frac{Q_i}{V_i} \dots\dots\dots(3.7)$$

Largeur du canal de restitution aux sites x_i :

$$b_i = L_1 + \frac{x_i(L_0 - L_1)}{L} \dots\dots\dots(3.8)$$

on prend :

$$\frac{L_0}{L_c} = 1; \quad \frac{L_1}{L_0} = 0,75$$

L_c : Largeur du coursier ,tel que :

$$L_c = Q^{0.4} = 12,7 \text{ m}$$

on prend : $L_c = 13 \text{ m}$.

La pente du fond est calculée par :

$$i = \left(\frac{n \cdot Q_i}{S_i \cdot R_i^{2/3}} \right)^2 \dots\dots\dots(3.9)$$

La perte de charge est calculer par :

$$\Delta h_i = I_i \cdot \Delta X_i \dots\dots\dots(3.10)$$

Avec : $\Delta X_i = X_i - X_{i-1}$.

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau 3.6 : calcul hydraulique de l’augé de réception

N	X_i (m)	H(h)	Δh (m)	cote PE(m NGA)	cote font
7	20	6,31	0,0047	59,991	58,500
6	17	6,13		59,986	57,713
5	14	5,97	0,0041	59,982	54,959
4	11	5,75	0,0036	59,979	54,538
3	8	5,44	0,0033	59,976	54,227
2	5	5,02	0,0029	59,972	53,999
1	2	2,27	0,0041	59,968	53,834
0	0	1,49	0,0043	59,964	53,654

3.3.4 Chenal d'écoulement :

La topographie du site nécessite la conception d'un chenal d'écoulement qui suit directement l'auge de réception. Ce chenal est de 40 mètres de longueur , 13 mètres de largeur, avec une pente de 0,15 %. Le régime d'écoulement doit être fluvial (la pente du canal est inférieure à la pente critique),ce qui se traduit par une courbe de remous de type M1.

Profondeur critique :

La profondeur critique calculée par la formule suivante :

$$h_c = \left(\frac{Q^2}{g \cdot b^2} \right)^{1/3} \dots\dots\dots(3.11)$$

$$h_c = 5,85m$$

Pente critique :

La pente critique est calculée par la formule suivante :

$$i_c = \left(\frac{Q \cdot n \cdot P^{2/3}}{S^{5/3}} \right)^2 \dots\dots\dots(3.12)$$

$$i_c = 0,25 \%$$

hauteur normale :

La hauteur normale est calculée par la formule de Manning-Strickler :

$$Q = \frac{1}{n} S R^{2/3} I^{1/2} \dots\dots\dots(3.13)$$

Par itération on trouve :

$$h_n = 7,1 \text{ m} .$$

3.3.5 Coursier :

Un changement de pente est introduit à la transition entre le chenal d'écoulement et le coursier pour assurer le passage d'un écoulement fluvial à un écoulement torrentiel .

La pente du coursier est de 30%, avec une longueur de 280m et une largeur de 13m .

hauteur critique :

La hauteur critique pour une section rectangulaire est calculée par la formule suivante :

$$h_c = \sqrt[3]{ \left(\frac{Q^2}{b^2 g} \right) } .$$

$$h_c = 5,85 \text{ m} .$$

Pente critique :

$$I_{cr} = \frac{Q_{max} + (b + 2h_c)^{3/2}}{K \cdot (b \cdot h_c)^{5/3}} \dots\dots\dots (3.14)$$

$i_c = 0,25 \%$

la hauteur normale

$$Q_s = \frac{1}{n} \cdot R^{\frac{3}{2}} \cdot S \cdot \sqrt{I} \dots\dots\dots (3.15)$$

$h_n = 1,3 \text{ m}$

On a : $h_n < h_c$ alors le régime d'écoulement est torrentiel. (Type de courbe de remous : S2)

Calcul de la ligne d'eau :

Méthode indirecte d'intégration numérique :

Cette méthode est une solution de l'équation différentielle du mouvement pour les canaux prismatiques, l'équation à résoudre est :

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - S_f}{1 - Fr^2} \dots\dots\dots (3.16)$$

Avec :

S_0 : pente du fond.

S_f : pente de la ligne d'énergie.

La pente de la ligne d'énergie S_f peut être calculée pour chaque profondeur en utilisant l'équation de Manning. L'équation devient en différences finies :

$$\frac{\Delta y}{\Delta x} = \frac{S_0 - \frac{(n^2 Q^2)}{(A^2 R^3)^{\frac{4}{3}}}}{1 - \frac{(Q^2 B)}{(A^3 g)}} \dots\dots\dots (3.17)$$

On donne des valeurs arbitraires à y_i et on calcul la distance x correspondante aux profondeurs y .

Les résultats de calcul sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau3.7 : Calcul de ligne d'eau par la méthode indirecte d'intégration numérique.

Y	Y _{moy}	S _{moy}	P _{moy}	R _{moy}	V	Fr ²	1-Fr ²	$\frac{n^2 Q^2}{A^2 R^3}$	i- $(\frac{n^2 Q^2}{A^2 R^3})$	Δx	L
5,84											
5,64	5,74	24,48	74,62	3,05	7,72	1,06	-0,06	0,0026	0,2974	-1,10	-1,10
5,44	5,54	24,08	72,02	2,99	7,99	1,18	-0,18	0,0029	0,2971	-3,28	-4,38
5,24	5,34	23,68	69,42	2,93	8,29	1,31	-0,31	0,0032	0,2968	-5,63	-10,01
5,04	5,14	23,28	66,82	2,87	8,62	1,47	-0,47	0,0036	0,2964	-8,19	-18,19
4,84	4,94	22,88	64,22	2,81	8,96	1,66	-0,66	0,0040	0,2960	-10,98	-29,18
4,64	4,74	22,48	61,62	2,74	9,34	1,88	-0,88	0,0045	0,2955	-14,07	-43,24
4,44	4,54	22,08	59,02	2,67	9,75	2,14	-1,14	0,0050	0,2950	-17,49	-60,73
4,24	4,34	21,68	56,42	2,60	10,20	2,45	-1,45	0,0057	0,2943	-21,32	-82,05
4,04	4,14	21,28	53,82	2,53	10,70	2,82	-1,82	0,0065	0,2935	-25,63	-107,68
3,84	3,94	20,88	51,22	2,45	11,24	3,27	-2,27	0,0075	0,2925	-30,55	-138,24
3,64	3,74	20,48	48,62	2,37	11,84	3,82	-2,82	0,0087	0,2913	-36,22	-174,46
3,44	3,54	20,08	46,02	2,29	12,51	4,51	-3,51	0,0102	0,2898	-42,82	-217,28
3,24	3,34	19,68	43,42	2,21	13,26	5,37	-4,37	0,0120	0,2880	-50,62	-267,91

La figure (3.4) illustre la representation de la ligne d'eau dans le coursier :

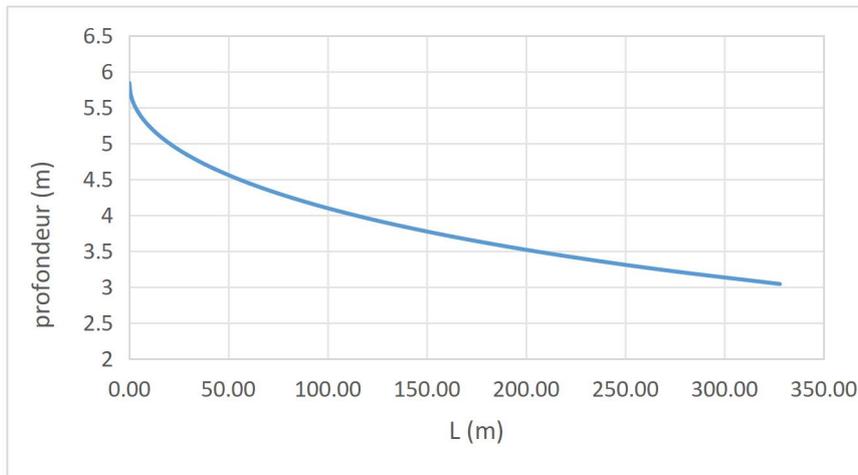


Figure3.4 : Graphique de la ligne d'eau dans le coursier.

Hauteur des murs bajoyers :

Les hauteurs des murs bajoyers sont calculées par l'équation suivante :

$$H_{\text{baj}} = H + R \dots\dots\dots(3.18).$$

Avec : R : la revanche (m).

$$R = 0.6 + 0.05.V.H^{1/3}$$

Les hauteurs des murs varient en fonction de la profondeur d'eau et de la vitesse de l'écoulement dans chaque tronçon du coursier.

Les résultats sont représentées dans le tableau (3.8) :

tableau 3.8 : Hauteur des murs bajoyers .

Section	L (m)	H (m)	V (m/s)	R (m)	H _{baj} (m)
0,00	0,00	5,58	7,94	0,76	6,34
1,00	20,00	5,01	8,84	0,82	5,83
2,00	40,00	4,68	9,46	0,85	5,53
3,00	60,00	4,44	9,97	0,88	5,32
4,00	80,00	4,24	10,44	0,91	5,15
5,00	100,00	4,10	10,80	0,92	5,02
6,00	120,00	3,94	11,24	0,95	4,89
7,00	140,00	3,84	11,53	0,96	4,80
8,00	160,00	3,76	11,78	0,98	4,74
9,00	180,00	3,63	12,20	1,00	4,63
10,00	200,00	3,53	12,55	1,02	4,55
11,00	220,00	3,42	12,95	1,04	4,46
12,00	240,00	3,31	13,38	1,06	4,37
13,00	260,00	3,26	13,58	1,07	4,33
14,00	280,00	3,20	13,84	1,08	4,28

Aération de coursier :

Pour éviter le phénomène d'érosion du fond du coursier causée par la cavitation, il est nécessaire de vérifier que :

$$V > V_{cr} \dots \dots \dots (3.19)$$

Où :

V_{cr} : vitesse critique.

$$V_{cr} = 6.63 \sqrt{g \cdot R \cdot \cos \theta} \cdot \sqrt{1 + \frac{0.0011}{R^2} \cdot \left(1 + \frac{8.71 \cdot n}{R^5}\right)} \dots \dots \dots (3.20)$$

θ : Angle d'inclinaison du radier du coursier

R : rayon hydraulique.

n : coefficient de rugosité. (n = 0.014)

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 3.9 Vérification de l'aération dans le coursier.

Section	H (m)	R (m)	V (m/s)	V_{cr} (m)	$V_{cr} > V$
0,00	5,58	0,76	7,94	35,44	vérifié
1,00	5,01	0,82	8,84	35,10	vérifié
2,00	4,68	0,85	9,46	34,75	vérifié
3,00	4,44	0,88	9,97	34,39	vérifié
4,00	4,24	0,91	10,44	34,01	vérifié
5,00	4,10	0,92	10,80	33,61	vérifié
6,00	3,94	0,95	11,24	33,19	vérifié
7,00	3,84	0,96	11,53	32,75	vérifié
8,00	3,76	0,98	11,78	32,28	vérifié
9,00	3,63	1,00	12,20	31,79	vérifié
10,00	3,53	1,02	12,55	31,28	vérifié
11,00	3,42	1,04	12,95	30,73	vérifié
12,00	3,31	1,06	13,38	30,15	vérifié
13,00	3,26	1,07	13,58	29,54	vérifié
14,00	3,20	1,08	13,84	28,88	vérifié

3.3.6 Bassin de dissipation :

L'écoulement à la fin du coursier atteint une vitesse très élevée, ce qui peut éroder le lit de la rivière. Pour contrôler cet écoulement, il est nécessaire de dissiper une partie de l'énergie mécanique afin d'obtenir une vitesse d'écoulement plus appropriée dans le lit de la rivière, en utilisant un bassin de dissipation.

Selon l'USBR, le type de bassin de dissipation est choisi en fonction du type de ressaut .

Les types de ressaut sont classés dans le tableau suivant :

Tableau 3.10 : 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)

Le tableau (3.11) illustre la classification des bassins de dissipation :

Tableau (3.11) : Classification des bassins de dissipation .

$2.5 < Fr < 4.5$	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)

Le nombre de Froude à l'entrée du bassin de dissipation est de $2,7 < 4,5$. , Donc, d'après l'USBR, le bassin de dissipation choisi est un bassin de type I .

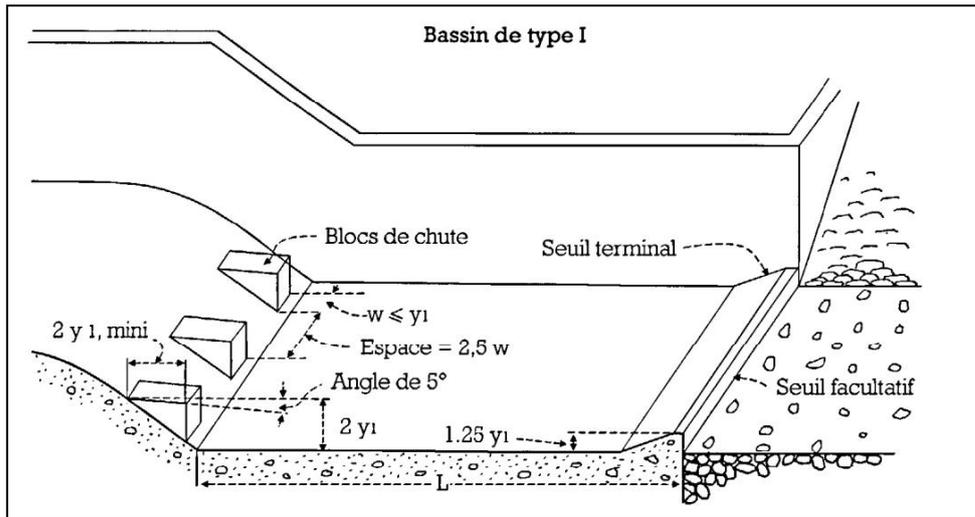


Figure (3.5) : bassin de dissipation de type I .

Dimensionnement du bassin de dissipation :

On a :

$$Y_1 = 3,18 \text{ m}$$

$$Fr = 2,7 .$$

$$V=13,93 \text{ m}$$

On calcule Y_2 et L à partir des abaques représentés dans l'annexe C1 :

On trouve :

$$\frac{Y_2}{Y_1} = 3,1 \Rightarrow Y_2 = 9,85 \text{ m}$$

$$\frac{L}{Y_2} = 4,8 \Rightarrow L = 47,28 \text{ m}$$

On pose : $W = 1,5 \text{ m} .$

Où :

W : représente la largeur des blocs de chute

On calcule l'espace entre les blocs de chute :

$$E = 2,5 . W$$

$$E = 3,75 \text{ m} .$$

Nombre de blocs de chute : $N = 3 .$

Hauteur du seuil terminal : $H = 1,25 . Y_1 = 3,97 \text{ m} .$

Dimensionnement du canal de fuite :

Le canal de fuite sert à guider l'eau jusqu'au cours d'eau naturel.

Le canal est de section trapezoidal de largeur $b=13\text{m}$, avec un fruit des talus égal à $2/3$, et une pente de $i = 0,2\%$.

Profondeur critique :

La profondeur critique est calculée par la formule :

$$h_{cr} = \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0,015 \times \sigma_{cr}^2\right) K \dots\dots\dots (3.21)$$

Où :

$$K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{b^2 \cdot g}}$$

$$\sigma_{cr} = \frac{K \cdot m}{b}$$

On obtient :

$$\sigma_{cr} = 0,3$$

$$K=5,84 ; \quad h_{cr}=5,27 \text{ m} .$$

Pente critique :

$$Q = \frac{1}{n} S_{cr} \cdot R_{cr}^{2/3} \cdot I_{cr}^{1/2} \dots\dots\dots (3.22)$$

Où :

Q : Débit (m^3/s) ;

S_{cr} : Surface mouillée (m^2)

R_{cr} : Rayon hydraulique (m)

On obtient :

$$I_{cr} = 0,16\%$$

Profondeur normal :

$$Q = \frac{1}{n} S \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2} \dots\dots\dots (3.23)$$

$$h_n = 8,2 \text{ m} .$$

3.4 Étude de la deuxième variante «Évacuateur latéral à déversoir en bec du canard » :

C'est un évacuateur à entonnement mixte principalement latéral avec . La crête du déversoir est composée de trois segments droits (rectangulaires ou trapézoïdaux allongés) ou d'une seule section semi-circulaire avec deux segments droits de chaque côté. Cette conception est plus rentable qu'un déversoir frontal. Il est généralement placés sur les côtés des barrages en terre ou en enrochement, car il réduisent considérablement l'excavation nécessaire pour les canaux d'approche et d'évacuation.

Le débit déversant par un déversoir en bec de canard est inférieur à celui d'un déversoir à crête rectiligne de longueur équivalente. Ceci est dû au coefficient de débit réduit du déversoir en bec de canard, causé par l'effet des angles .

Données de départ :

Hauteur déversante : $H_d = 4,27$ m.

Largeur déversant : $B = 30$ m.

Débit : $Q = 575,69$.

$C_d = 2,17$.

3.4.1 Calcul de coefficient de réduction :

$$C_r = 1 - \frac{2l_d}{L} \dots\dots\dots(3.24)$$

l_d : l'effet faisant le coin sur le débit .

Où :

$$l_d = \frac{e}{1-f} \dots\dots\dots(3.25)$$

e et f sont en fonction de l'angle ϕ de coin de déversoir en bec de canard. Les paramètres e et f sont calculé à partir de l'abaque représenté dans l'annexe C2 .

On obtient par itérations :

$$e = 0.4 \quad f = 0.86 \quad , C_r = 0.83 \quad .$$

On calcule la longueur totale du déversoir à partir de la formule suivante :

$$Q_1 = C_r \cdot C_d \cdot L_d \cdot h_d \cdot \sqrt{2g} \dots\dots\dots(3.26).$$

Avec :

C_d : coefficient de débit .

C_r : coefficient de réduction.

h_d : charge déversant .

$L_d = 36 \text{ m}$.

On calcul L_{d1} et L_{d2} :

$$L_d = 2L_{d1} + L_{d2} \quad \text{avec : } L_{d2} > 2.L_{d1}$$

$L_{d1} = 14 \text{ m}$. et $L_{d2} = 8 \text{ m}$.

3.4.2 Canal d'approche :

Calcul de la vitesse d'approche :

Côté frontal :

$$V_a = \frac{Q}{S} \dots\dots\dots(3.27)$$

Où :

V_a : Vitesse d'approche (m/s) ;

Q : Débit maximum à évacuer (m³/s) ; $Q = q.L_2$.

S : Section du canal d'approche (m²),

Avec:

$$S = h . L_2$$

b : Largeur du déversoir (m) ;

h : Charge hydraulique (m), tel que :

$$h = h_d + P .$$

h_d : Hauteur de la lame déversante (m) ;

P : Hauteur de la pelle (m) , tel que :

On prend : $p = 8,5 \text{ m}$.

On obtient :

$$V = 1,24 \text{ m/s}$$

$$V_{adm} = 4,4 \text{ m/s}$$

$V < V_{adm}$, donc ,pas de risque d'érosion .

Côté latéral droite :

Par la même méthode , on obtient :

$$V = 1,24m/s$$

$V < V_{adm} \longrightarrow$ pas de risque d'érosion .

Côté latéral gauche :

Le principe consiste à déterminer la largeur à l'entrée du coin du canal L_1 . Cette largeur permet de s'assurer que la vitesse d'approche respecte la condition de non cavitation .

$$V_i = \frac{Q_i}{S_i} = \frac{q(L_1 - X_i)}{(P + H)L_i} \dots\dots\dots (3.28)$$

$$V_i = \frac{15,93 \times 14}{12,76L_i} \longrightarrow \quad \quad \quad \mathbf{L_1=4 m}$$

Si la condition de non érosion n'est pas vérifiée dans tous les tronçons on doit modifier la largeur L_1 jusqu'à ce que toutes les vitesses soient inférieures à la vitesse admissible.

Les vitesses pour chaque tronçons sont représenté dans le tableau (3.12) :

Tableau (3.12) :Les vitesses pour chaque tronçon dans le canal d'approche.

tronçons	Li (m)	Q(m³/s)	V(m/s)
1	5	223,02	3,49
2	4,5	175,23	3,05
3	4	127,44	2,50
4	3,5	79,65	1,78
5	3	31,86	0,83

3.4.3 Calcul hydraulique :

Pour le deversoir, on choisit de construire un deversoir de type WES .

Les résultats sont donnés dans la partie (3.3.2) .

Etapas du calcul :

- On divise la largeur déversante en 7 tronçons , avec un pas de 2 m et on établit les distances partielles de l'origine jusqu'à chaque site xi.

La figure 3.6 représente un schéma détaillé de la boîte d'écoulement:

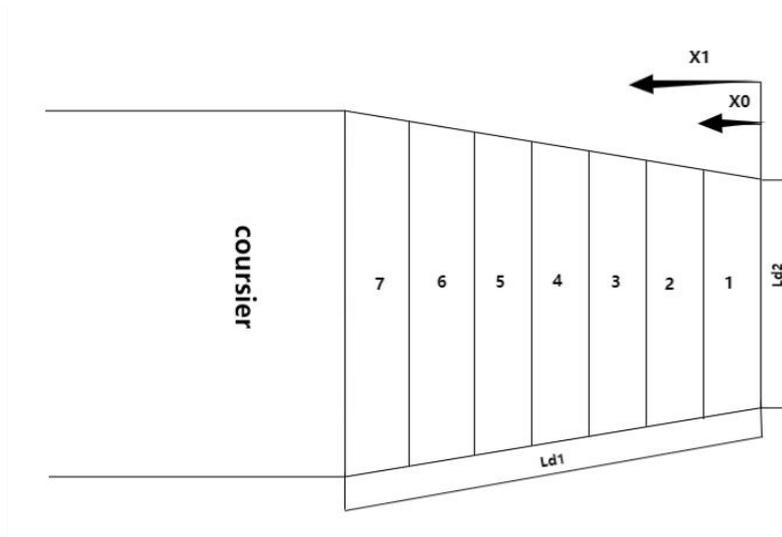


Figure 3.6 : évacuateur en bec de canard

On fixe la vitesse moyenne de tronçon initial, et la vitesse à la fin de la boîte , et on détermine la vitesse moyenne de chaque site xi.

$$V_{in} = 4 \text{ m/s} , \quad V_{fin} = 7 \text{ m/s}$$

$$V_i = V_{in} + a \cdot (L_i - 1) \dots\dots\dots(3.29) .$$

Avec :

$$L_i = L_2 + 2 \left(\frac{X_i}{\cos(\alpha - \frac{\pi}{2})} \right) \dots\dots\dots(3.30)$$

a : Coefficient de proportionnalité

$$a = \frac{V_f - V_i}{L - 1} \dots\dots\dots(3.31)$$

Calcul du débits spécifique :

$$q = \frac{Q}{B} \dots\dots\dots(3.32)$$

$$q = \frac{575,69}{36} = 15,93m^3/s/m$$

Le débit en chaque site est déterminé par :

$$Q_i = q \cdot L_i$$

Calcul de la section mouillée et la largeur de la boîte d'écoulement de chaque site xi

$$S_i = \frac{Q_i}{V_i} \dots \dots \dots (3.33)$$

$$b_i = L_2 + \sin(\alpha - \frac{\pi}{2})(L_i - L_2) \dots \dots \dots (3.34)$$

La pente du fond :

$$i = (\frac{n \cdot Q_i}{S_i \cdot R_i^{2/3}})^2 \dots \dots \dots (3.35)$$

La perte de charge est calculer par :

$$\Delta h_i = I_i \cdot \Delta X_i \dots \dots \dots (3.36)$$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau (3.13) : calcul de la ligne d'eau dans la boîte d'écoulement.

N	Xi(m)	Li(m)	h(m)	Δh (m)
7,00	13,87	36,16	6,63	
6,00	12,00	32,37	6,64	0,0033
5,00	10,00	28,30	6,60	0,0032
4,00	8,00	24,24	6,48	0,0029
3,00	6,00	20,18	6,25	0,0027
2,00	4,00	16,12	5,85	0,0025
1,00	2,00	12,06	5,20	0,0023
0,00	0,00	8,00	4,16	0,0022

Le tableau (3.14) représente les résultats de calcul des Côtes de la ligne d'eau et du fond du canal pour chaque section:

Tableau (3.14) : Récapitulatif du calcul hydraulique

N	hi(m)	Côte de la ligne d'eau	Côte du font
7,00	4,16	62,663	58,500
6,00	5,20	62,661	57,463
5,00	5,85	62,659	56,810
4,00	6,25	62,656	56,407
3,00	6,48	62,653	56,172
2,00	6,60	62,650	56,050
1,00	6,63	62,647	56,005
0,00	6,64	62,650	56,019

Comparaison des deux variantes :

On calcule le volume d'excavation et le volume de bétonnage et on détermine les coûts de chacune de ces variantes.

Les résultats sont représentés dans le tableau (3.15) :

tableau (3.15) : Récapitulatif de calcul des coûts des variantes de l'évacuateur de crues.

Variante I : Évacuateur latéral à entonnement latéral.				
	excavation		Bétonnage	
	Canal d'approche	Déversoir et Augé de reception , chenal d'écoulement	Déversoir et Augé de reception Chenal d'écoulement	Canal d'approche
Volume	960	2760	235	150
Coût	0,48	1,38	8,23	5,25
HT(M DA)	50,26			
TVA	9,5			
TCC	59,8			

Récapitulatif de calcul des coûts des variantes de l'évacuateur de crues(suite) :

Variante II : Évacuateur latéral à déversoir en bec de canard.				
	excavation		Bétonnage	
	Canal d'approche	Déversoir et Boite d'écoulement	Déversoir et Boite d'écoulement	Canal d'approche
Volume	1728	1743,84	1270,02	156
Coût	0,864	0,87192	44,45	5,46
Coût total (MDA)	51,65			
TVA	9,8			
TTC	61,4			

Conclusion :

D'après cette étude, on conclut que les deux variantes sont réalisables du point de vue technique, vu que les deux variantes se trouvent sur la rive gauche, alors qu'elles sont soumises aux mêmes conditions topographiques et géologiques.

La différence réside dans l'aspect économique. Pour cela, on choisit la variante de l'évacuateur de crue latéral à entonnement latéral qui présente un coût d'exécution minimum.

3.5 vidange de fond :

Son rôle principal est de permettre la vidange totale ou partielle de la retenue en cas d'accident susceptible d'endommager gravement le barrage. De plus, il contrôle la montée du plan d'eau lors du premier remplissage et l'évacuation

Périodique des vases qui s'accumulent dans la retenue .Il n'est pas toujours conçu de manière isolée ; il peut être combiné avec l'évacuateur de crue, ou avec l'ouvrage de prise D'eau.

3.5.1 Types d'ouvrages de vidange :

Conduite de vidange en charge:

Elle est généralement combinée avec la prise d'eau ou l'évacuateur en tulipe. Lorsque la conduite fonctionne sous pression, il est essentiel d'en assurer l'étanchéité totale. Toute fuite dans la digue de terre peut créer des pressions interstitielles dangereuses ou provoquer la formation de renards. Les conduites peuvent être en acier enrobées de béton armé ou bien à âme en tôle sous le remblai.

Conduite à écoulement libre :

Pour les grandes structures ou lorsqu'il y a un risque de dépôt des matières solides, on utilise des conduites de vidange à écoulement libre. Ces conduites peuvent être soit, des conduites cylindriques en acier de grand diamètre . soit, une canalisation en béton de type galerie .

Ouvrages de vidange à batardeau

Il peut être sous forme d'un pertuis dans l'évacuateur, comportant un système d'obturation par vanne à glissement ou, plus simplement, par un batardeau. Ce système est moins soumis aux aléas d'entretien, tels que blocage de vanne, etc.

Dans le cas de notre barrage, on a choisi de combiner la vidange de fond avec la tour de prise d'eau (partie basse de la tour de prise). et d'utiliser la galerie de dérivation pour évacuer ces eaux.

3.5.2 Dimensionnement hydraulique :

3.5.2.1 coefficient de débit:

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi}} \dots \dots \dots (3.37)$$

$\sum \xi_i$: Somme des pertes de charge linéaires et singulières.

Pertes de charges singulières :

Les pertes de charges présentes pendant le fonctionnement de la vidange de fond sont :

- Pertes de charges dans les grilles.
- Pertes de charges à l'entrée de la galerie.
- Pertes de charges à la sortie.
- Pertes de charges dans les vannes.
- Pertes de charges due aux frottements.

Pertes de charges linières :

$$\xi_L = \frac{\lambda \cdot L}{D} \dots\dots\dots (3.38)$$

$$\lambda = \frac{125 \cdot n^2}{D^{1/3}} \dots\dots\dots (3.39)$$

Où :

λ : Coefficient de pertes de charges linéaires ;

n : Coefficient de rugosité ; ;

D : Diamètre de la conduite ;

L : Longueur de la galerie de vidange en m ; $L=280$ m

Pertes de charges singulières :

$$\xi_s = \xi_{entre} + \xi_{sortie} + \xi_{grilles} + \xi_{vanne} \dots\dots\dots (3.40)$$

$$\xi_{entré} = 0,5$$

$$\xi_{sorté} = 1$$

$$\xi_{vanne} = 0,2$$

$$\xi_g = 0,25$$

3.5.2.2 Calcul du diamètre de vidange de fond :

Pour calculer le diamètre on utilise l'équation suivante :

$$Q dt = -Sdh \dots\dots\dots (3.41)$$

Avec :

$$Q = \mu A \sqrt{2gh} \dots\dots\dots (3.42)$$

μ : coefficient du debit . tel que :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi}} \dots \dots \dots (3.43)$$

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{0,024L}{D^{1,3}} + 1,95}}$$

en remplaçant l'équation (3.43) dans l'équation (3.42) , et l'équation(3.42) dans l'équation (3.41) ,On obtient une équation en fonction du diamètre D :

$$\frac{1}{\sqrt{1 + \frac{0,024L}{D^{1,3}} + 1,95}} \times A \times \sqrt{2g} \int_0^5 dt = - \int_{58,5}^{41} \frac{1}{H} (-6,56H^{2,5} + 759,7.H^{1,5} + 8033,2.H^{0,5} - 26503) \dots \dots (3.44)$$

après intégration de l'équation, on utilise la méthode des approximations successives pour calculer le diamètre.

On prend T =5 J .

On obtient : D= 1,88 m .

On prend : D= 2 m .

Calcul de temps réel du vidange :

Le calcul du temps de vidange de fond se fait avec un pas de 3 m de hauteur. Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

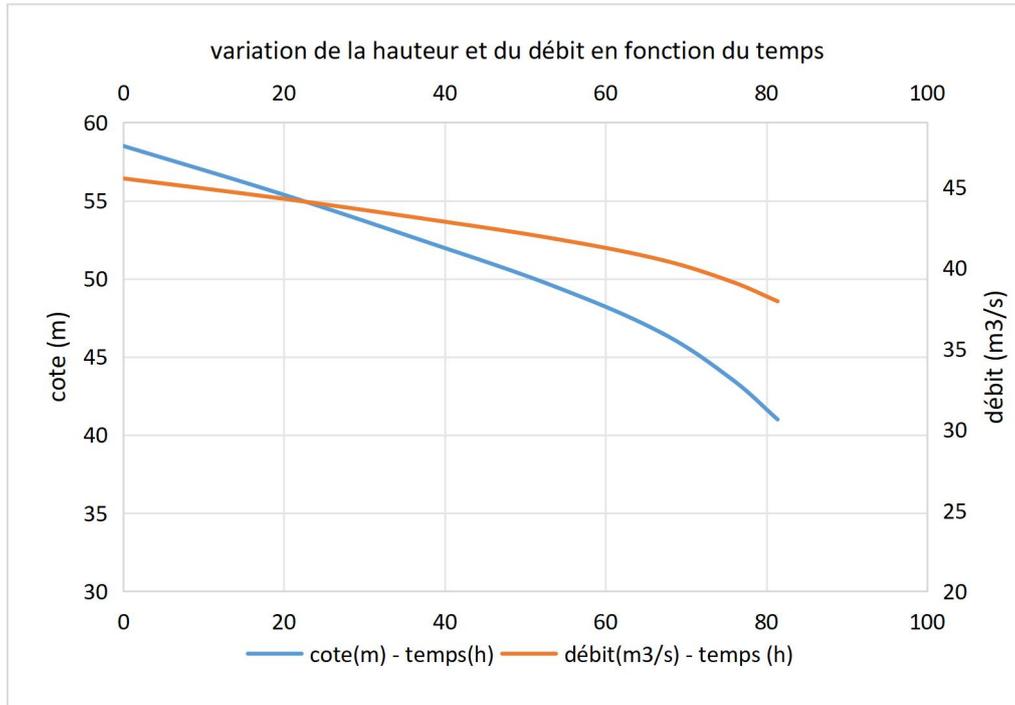
Tableau (3.16) : Calcul de temps réel de vidange total de la retenue

Côte (m)	Côte moyenne(m)	Zi (m)	Q(m ³ /s)	V (m ³)	T (s)
58,5					
55,5	57	31,25	44,94	3109557,65	69196,09
52,5	54	28,25	43,71	2783226,87	63671,94151
49,5	51	25,25	42,45	2567497,83	60482,57487
46,5	48	22,25	41,15	1984955,18	48237,34647
43,5	45	19,25	39,81	1259385,35	31637,4038
41	42,25	16,5	38,53	762994,11	19800,15324

Le temps de vidange est de 3 jours et 9 h et 21 min .

La figure (3.8) représente la variation du débit et du niveau d'eau dans la retenue en fonction du temps.

Figure 3.8 : Variation de la hauteur du barrage et du débit en fonction du temps .



3.6 Ouvrage de Prise d'eau :

Ce type d'ouvrage est conçu pour capter l'eau sous charge tout en minimisant les perturbations dans la conduite d'alimentation en aval. Les exigences hydrauliques d'une telle prise d'eau sont les suivantes :

- Un écoulement sans cavitation .
- Pertes de charge minimales .
- Absence de formation de zones de séparation qui pourraient conduire à des vibrations.

3.6.1 Classification des ouvrages de prise d'eau :

Les ouvrages de prise d'eau peuvent être classés en deux catégories principales en fonction de leur emplacement :

- Prises d'eau situées sur les rives ;
- les prises d'eau indépendantes (situées loin des rives).

L'axe d'une prise d'eau peut être orienté verticalement, horizontalement ou légèrement incliné par rapport au niveau d'eau du réservoir. Pour des raisons de sécurité, les prises d'eau sont généralement équipées de dispositifs de fermeture .

3.6.2 Types d'ouvrages de Prise d'eau :

Prise d'eau en conduite enterré :

désigne un système de prise d'eau qui utilise une canalisation sous remblai en « âme tôle » ou en acier enrobé de béton . Ce type est économiquement avantageux en raison de la faible perte de charge et de la commodité de centraliser les composants de contrôle à l'extrémité aval du barrage. Cependant, elle présente des limites, telles qu'un seul niveau de prise d'eau et l'absence de séparation entre les fonctions de prise d'eau et de drainage.

prise d'eau flottante : ce type permet de séparer les fonctions de prise d'eau et de vidange ,le prélèvement d'eau s'effectue à une profondeur constante ;. Bien qu'efficace, cette méthode peut s'avérer coûteuse en raison des mécanismes complexes qu'elle implique et qui nécessitent un entretien régulier.

tour de prise d'eau : qui permet la prise d'eau à différents niveaux et sépare les fonctions de prise d'eau et de vidange. Cependant, cette méthode est généralement plus coûteuse, car elle nécessite la construction d'une tour et d'une passerelle, et elle est sensible à l'activité sismique.

Compte tenu des difficultés liées aux deux premiers types de prise d'eau, une solution économique pourrait consister à utiliser une conduite à l'intérieur de la galerie de dérivation, alimentée par une tour de prise d'eau située sur la rive droite.

3.6.3 Dimensionnement hydraulique :

3.6.3.1 Répartition mensuelle des besoins:

Les besoins en eau potable (AEP) et en irrigation ont été fixés par l'ANBT aux valeurs suivantes :

- AEP : $20 \cdot 10^6$ m³ /an
- Irrigation : $6 \cdot 10^6$ m³ /an

le tableau (3.6) représente la répartition mensuelle des besoins en eau potable et en irrigation :

Tableau 3.16 : Répartition mensuelle des besoins.

mois	sept	oct	nov	dec	janv	févr	mars	avr	mai	juin	juill	aout	an
besoin en eau (AEP)	1,57	0,4	0,4	0,2	0,2	0,3	0,8	0,67	3,1	3,07	3,5	5,79	20
besoin en eau (irrigation)	0,53	0,2	0	0	0	0	0	0,53	0,7	1,03	1,6	1,41	6
Total	2,1	0,6	0,4	0,2	0,2	0,3	0,8	1,2	3,8	4,1	5,1	7,2	26

3.6.3.2 Calcul du diamètre de la conduite d’AEP :

Les conduites de prise d’eau sont dimensionnées avec le débit maximal demandé qui est égal à:

$$Q_{max} = \frac{V_{max}}{T} \dots\dots\dots (3.45)$$

$$Q_{max} = \frac{5,79 \times 10^6}{31 \times 24 \times 3600} = 2,16m^3/s$$

D’autre part , on a :

$$Q = \mu A \sqrt{2gh} \dots\dots\dots (3.45)$$

Où :

A: Section de la conduite

μ: coefficient du debit . tel que :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi}} \dots\dots\dots (3.46)$$

Où :

∑ ξ : Somme des pertes de charge

pertes de charge linéaires :

$$\xi_L = \frac{\lambda \cdot L}{D} \dots\dots\dots (3.47)$$

$$\lambda = \frac{125 \cdot n^2}{D^{1/3}} \dots\dots\dots (3.48)$$

λ: Coefficient de pertes de charges linéaires ;

n : Coefficient de rugosité ;

D : Diamètre de la conduite ;

L : Longueur de la conduite ;

Les pertes de charges singulières sont estimées à 15% des pertes des charges linières.

On calcule le diamètre D par approximations successives à partir de l'équation (3.45) .

on obtient :

$$D=1,04 \text{ m}$$

on prend : $D=1 \text{ m}$.

Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite :

On a: $V=Q/S$

S = la section de la conduite ,

$$V=2,75 \text{ m/s} .$$

3.6.3.3 Calcul du diamètre de la conduite d'irrigation :

$$Q_{max} = \frac{V_{max}}{T} \dots\dots\dots (3.49)$$

$$Q_{max} = \frac{1,6 \times 10^6}{31 \times 6 \times 3600} = 2,38 \text{ m}^3/\text{s}$$

On applique la même méthode, on obtient : $D = 1,5\text{m}$

Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite :

On a: $V=Q/S$

S = la section de la conduite .

$$V=3,68 \text{ m/s}$$

3.7 La galerie de Dérivation provisoire :

L'ouvrage de dérivation provisoire est conçu pour diriger les eaux de crue pendant la construction du barrage, ce qui permet de réaliser les travaux à sec. Il protège également le site contre les crues qui pourraient causer des dommages ou entraver l'avancement de la construction, ce qui permet de maintenir des conditions de travail optimales.

Le dimensionnement et l'optimisation de la dérivation provisoire pour le barrage d'Oued Zhour résultent d'un compromis entre les contraintes suivantes :

Le diamètre de la galerie doit être le plus faible possible pour des raisons constructives compte tenu de la qualité moyenne du rocher dans laquelle elle va être fondée .Le diamètre d'excavation ayant également un impact sur le coût de la construction .

Le dimensionnement de la galerie doit également être compatible avec sa réutilisation en galerie technique contenant :

- La vidange de fond,
- Et les conduites de prise
- Le batardeau doit être le plus haut possible mais doit pouvoir être construit en saison sèche

Le batardeau amont est réutilisé dans le corps du remblai et ne constitue donc pas un coût supplémentaire pour le barrage pour cette raison le critère d'optimisation du système volume du batardeau / section de dérivation provisoire n'est pas un critère dimensionnant.

La qualité de la roche ne permet pas d'excaver à une hauteur supérieure à 5 mètres ; alors les variantes proposées du diamètre de la galerie doivent être inférieures ou égales à cette hauteur .

3.7.1 Laminage de crue de chantier :

3.7.1.1 Calcul de débit dans la galerie

Pour calculer le débit, il faut noter que la galerie de dérivation se fonctionne en deux phase :

Phase 1 : écoulement à surface libre :

La hauteur d'eau est inférieure au diamètre de la galerie : $h < D$

Tel que :

h : la hauteur d'eau devant la galerie .

D :diamètre de la galerie .

Le débit dans ce cas est calculé par la formule suivante :

$$Q = \frac{1}{n} S R^{2/3} I^{1/2} \dots \dots \dots (3.50)$$

Où :

n : coefficient de Manning , $n= 0,014$

S : la section de la galerie .

R : rayon hydraulique . tel que : $R=S_m/P_m$

S_m : section mouillée.

P_m : périmètre mouillé .

I : pente de la galerie , $I= 1\%$

Phase 2 : Ecoulement en charge :

La hauteur d'eau est supérieure au diamètre de la galerie : $h > D$

Le débit est calculé par la l'équation suivante :

$$Q = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2gZ} \dots \dots \dots (3.51)$$

Où :

Q : Débit évacué.

S : section de la galerie .

$$Z= H-D/2 +L.tg(\alpha) \dots \dots \dots (3.52)$$

Où :

H : La hauteur d'eau devant la galerie .

D = diamètre de la galerie .

L : la longueur de la galerie . $L= 260$ m .

μ : coefficient du débit :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi}} \dots \dots \dots (3.53)$$

$\sum \xi$: Somme des pertes de charge linéaires et singulières .

3.7.1.2 Caractéristiques de l'écoulement

L'écoulement dans la galerie est lié d'un paramètre ,appelé paramètre de forme de la section mouillée ou plus simplement taux de remplissage η . tel que : $\eta =Y_n/D$

Les caractéristiques de l'écoulement, telle que la largeur du plan d'eau ou l'aire de la section mouillée, sont déterminées selon ce paramètre (η) et en ayant recours à la figure (3.9) . (ZEGAIT R. , ACHOUR B. 2016)

Aire de la section mouillée :

$$A = D^2 \xi(\eta) \dots \dots \dots (3.60)$$

Tel que :

$$\xi(\eta) = 0,93662425 - \arcsin\left(\frac{1}{2} - \eta\right) - \left(\frac{1}{2} - \eta\right) \sqrt{1 - \left(\frac{1}{2} - \eta\right)^2} - \eta \dots \dots (3.61)$$

3) 0.5 ≤ η ≤ 1 :

Périmètre mouillé :

$$P = D\tau(\eta) \dots \dots \dots (3.62)$$

Tel que :

$$\tau(\eta) = 3,23692049 - \arccos(2\eta - 1) \dots \dots \dots (3.63)$$

Aire de la section mouillée :

$$A = D^2 \lambda(\eta) \dots \dots \dots (3.64)$$

Tel que :

$$\lambda(\eta) = 0,82932333 - \frac{1}{4} \arccos(2\eta - 1) + \left(\eta - \frac{1}{2}\right) \sqrt{\eta(1 - \eta)} \dots \dots (3.65)$$

Les résultats du calcul de laminage pour D=6 sont donnés dans le tableau 3.17 :

Tableau 3.17 : laminage de la crue de chantier pour D= 5 m

Temps (h)	Qe	Qmoy	Ve (hm3)	capacité totale	H	η	Qs	Vs (hm3)	Vr (hm3)
0,00	0,00								
1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
3,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
4,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
5,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
6,00	1,70	0,85	0,00	0,00	2,00	0,00	0,00	0,00	0,00
7,00	9,30	5,50	0,02	0,02	3,90	0,00	0,00	0,00	0,02
8,00	24,40	16,85	0,06	0,08	5,60	0,02	0,16	0,00	0,08

laminage de la crue de chantier pour D= 5 m (suite) :

9,00	49,00	36,70	0,13	0,22	6,80	0,26	31,76	0,11	0,10
10,00	140,60	94,80	0,34	0,44	8,30	0,56	109,22	0,39	0,05
11,00	504,30	322,45	1,16	1,21	6,80	1,00	157,70	0,57	0,64
12,00	408,60	456,45	1,64	2,29	10,90	1,00	199,66	0,72	1,57
13,00	265,40	337,00	1,21	2,78	12,70	1,00	215,51	0,78	2,00
14,00	193,70	229,55	0,83	2,83	12,72	1,00	215,68	0,78	2,05
15,00	150,10	171,90	0,62	2,67	12,60	1,00	214,66	0,77	1,90
16,00	125,70	137,90	0,50	2,40	11,50	1,00	205,08	0,74	1,66
17,00	112,60	119,15	0,43	2,09	10,80	1,00	198,74	0,72	1,37
18,00	104,50	108,55	0,39	1,76	9,40	1,00	185,41	0,67	1,09
19,00	97,30	100,90	0,36	1,46	8,30	1,00	174,23	0,63	0,83
20,00	90,30	93,80	0,34	1,17	6,80	1,00	157,70	0,57	0,60
21,00	83,40	86,85	0,31	0,91	5,90	1,00	146,89	0,53	0,38
22,00	76,30	79,85	0,29	0,67	4,00	0,74	157,35	0,57	0,11
23,00	69,00	72,65	0,26	0,37	2,40	0,42	70,40	0,25	0,11
24,00	61,70	65,35	0,24	0,35	2,20	0,38	59,98	0,22	0,13
25,00	43,90	52,80	0,19	0,32	1,80	0,30	40,57	0,15	0,18
26,00	16,30	30,10	0,11	0,29	1,10	0,16	13,48	0,05	0,24
27,00	5,10	10,70	0,04	0,28	0,90	0,12	12,14	0,04	0,23
28,00	1,50	3,30	0,01	0,24	0,80	0,10	4,96	0,02	0,23
29,00	0,40	0,95	0,00	0,23	0,70	0,08	3,08	0,01	0,22
30,00	0,10	0,25	0,00	0,22	0,65	0,07	2,31	0,0083	0,2105
31,00	0,00	0,05	0,00	0,21	0,50	0,04	0,69	0,0025	0,2082
32,00	0,00	0,00	0,00	0	0	0	0	0	0,2076

D'après les résultats du laminage, on conclut que le débit à évacuer par une galerie de 5 m de diamètre est égal à 215,68 m³/s, ce qui correspond à une hauteur d'eau de 18 m.

3.7.1.3.Verification de la condition d'aération en phase d'exploitation (débit de vidange du fond) :

Pour D = 5m :

On a : $Q_{vidange} = 44,94 \text{ m}^3/\text{s}$

On calcule la hauteur normale dans la galerie en utilisant la formule suivante :

$$Q = \frac{1}{n} AR^{2/3} I^{1/2} \dots\dots\dots (3.66)$$

On obtient :

$$h_n = 1,55 \text{ m} .$$

Selon l'USBR, le taux de remplissage de l'eau dans la galerie ne doit pas dépasser 75 % Pour assurer un écoulement à surface libre sans aucune perturbation de l'écoulement. C'est-à-dire :

$$TR = \frac{A}{A_t} < 0,75$$

Tel que :

A_t : la section totale .

A : la section mouillée .

On calcule l'aire de la section mouillée par la formule suivante :

$$A = D^2 \xi(\eta) \dots\dots\dots (3.67)$$

Où :

$$\xi(\eta) = 0,93662425 - \arcsin\left(\frac{1}{2} - \eta\right) - \left(\frac{1}{2} - \eta\right) \sqrt{1 - \left(\frac{1}{2} - \eta\right)^2} - \eta \dots\dots\dots (3.68)$$

On

obtient :

$$A = 6,22 \text{ m}^2$$

$$A_t = 10,92 \text{ m}^2$$

$$TR = 56\%$$

$$TR > TR_{adm}$$

Alors ,la condition est verifiee .

Calcul de laminage de crue pour : D=4m :

Les résultats sont représenté dans le tableau suivant :

Tableau 3.18 : laminage de la crue de chantier pour D= 4 m

Temps (h)	Qe	Qmoy	Ve (hm3)	capacite totale	H	η	Qs	Vs (hm3)	Vr (hm3)
0,00	0,00				0,00	0,00	0,00		
1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
3,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
4,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
5,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
6,00	1,70	0,85	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
7,00	9,30	5,50	0,02	0,02	0,00	0,00	0,00	0,00	0,02
8,00	24,40	16,85	0,06	0,08	0,10	0,02	0,14	0,00	0,08
9,00	49,00	36,70	0,13	0,22	1,50	0,38	32,38	0,12	0,10
10,00	140,60	94,80	0,34	0,44	3,20	0,80	93,97	0,34	0,10
11,00	504,30	322,45	1,16	1,26	7,80	1,00	104,45	0,38	0,89
12,00	408,60	456,45	1,64	2,53	12,30	1,00	131,16	0,47	2,06
13,00	265,40	337,00	1,21	3,27	13,90	1,00	139,43	0,50	2,77
14,00	193,70	229,55	0,83	3,60	14,80	1,00	143,88	0,52	3,08
15,00	150,10	171,90	0,62	3,70	14,90	1,00	144,36	0,52	3,18
16,00	125,70	137,90	0,50	3,67	15,20	1,00	145,81	0,52	3,15
17,00	112,60	119,15	0,43	3,58	14,80	1,00	143,88	0,52	3,06
18,00	104,50	108,55	0,39	3,45	15,70	1,00	148,19	0,53	2,92
19,00	97,30	100,90	0,36	3,28	15,60	1,00	147,71	0,53	2,75
20,00	90,30	93,80	0,34	3,09	13,80	1,00	138,93	0,50	2,59
21,00	83,40	86,85	0,31	2,90	12,90	1,00	134,32	0,48	2,41
22,00	76,30	79,85	0,29	2,70	12,80	1,00	133,80	0,48	2,22
23,00	69,00	72,65	0,26	2,48	12,00	1,00	129,55	0,47	2,02
24,00	61,70	65,35	0,24	2,25	11,60	1,00	127,38	0,46	1,79
25,00	43,90	52,80	0,19	1,98	10,70	1,00	122,34	0,44	1,54
26,00	16,30	30,10	0,11	1,65	9,90	1,00	117,67	0,42	1,23
27,00	5,10	10,70	0,04	1,26	9,60	1,00	115,88	0,42	0,85

laminage de la crue de chantier pour D= 4 m (suite) .

28,00	1,50	3,30	0,01	0,86	5,80	1,00	90,07	0,32	0,54
29,00	0,40	0,95	0,00	0,54	4,40	1,00	78,45	0,28	0,26
30,00	0,10	0,25	0,00	0,26	1,85	0,39	34,25	0,12	0,13
31,00	0,00	0,05	0,00	0,13	1,00	0,18	6,14	0,02	0,11
32,00	0,00	0,00	0,00	0,11	0,80	0,13	4,06	0,01	0,10
33,00	0,00	0,00	0,00	0,10	0,00	0,00	0,00	0	0,10

3.7.1.4 Verification de la condition d'aération en phase d'exploitation :

On a la section mouillée égale à : $A = 6,62 \text{ m}^2$.

la section totale égale à : $A_t = 8,6 \text{ m}^2$.

$$TR = \frac{A}{A_t} = 0,77$$

On remarque que :

$$TR < TR_{adm}$$

Donc , La condition n'est pas vérifiée .

Le récapitulatif des résultats est présentée dans le tableau 3.19 :

Tableau 3.19: récapitulatif des résultats de laminage de la crue de chantier

Diamètre (m)	Hauteur du batardeau (m)	Débit laminé(m ³ /s)
5 m	18	215,68
4 m	21	145,81

on choisit la première variante (galerie avec 5 m de diamètre) qui vérifie tous les critères cités précédemment.

3.7.2 Description de la galerie de vidange du fond :

La galerie de dérivation sera réutilisée en phase d'exploitation pour évacuer les eaux de vidange de fond vers l'oued. Pour cette raison, un plancher sera mis en œuvre dans la galerie. La partie basse est réservée à la vidange de fond, avec un débit maximal évacué de 45,52 m³/s et un taux de remplissage de 56 %. La partie supérieure comportera les conduites de prises d'eau, les 2 conduites sont posées sur des berceaux.

la conduite d'AEP a un diamètre de 100 cm et le diamètre de la conduite d'irrigation est de 150 cm .

La figure (3.10) représente un schéma explicatif de la galerie en phase d'exploitation.

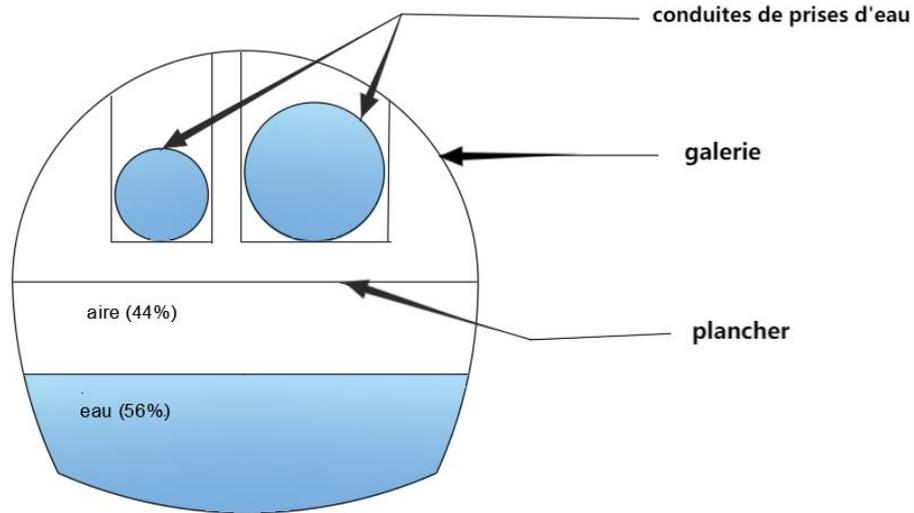


Figure 3.10 : Section transversale de la galerie en phase d'exploitation .

3.8 Batardeaux :

Les batardeaux amont et aval fonctionnent comme de petits barrages, guidant les eaux de crue vers la galerie de dérivation. Construits avec des remblais similaires à ceux du barrage principal.

3.8.1 batardeau amont :

La crête du batardeau est déterminée par la formule suivante :

$$C_{rc} = C_0 + H + \alpha + R_v \dots\dots\dots(3.69)$$

Où :

C_{cr} : Côte crête batardeau amont (m) ;

C_0 : Côte d'entré de la dérivation (m), $C_0 = 25$ m NGA

H : Hauteur d'eau, $H = 18$ m

α : Hauteur de sécurité, réserve constructive entre 0.4 et 0.6 m ;

R_v : Revanche (m), $R = 1 + 0.3 F^{0.5} = 1,23$ m

F : le fetch , $F = 1$ km

On obtient :

$$C_{rc} = 44,6 \text{ m NGA}$$

on utilise la formule simplifiée pour calculer la largeur en crête :

$$b_{cr} = 3.6(H_b)^{1/3} - 3$$

on obtient :

$$b_c = 9,5\text{m}$$

3.8.1 batardeau aval :

Le batardeau aval sert à protéger la zone de travail de l'écoulement provenant de la galerie de dérivation pendant le passage de la crue.

Le débit maximal provenant de la galerie est de 215,68 m³/s qui correspond à une hauteur d'eau de 3 m .

On utilise la formule (3.69) pour calculer la crête du batardeau aval , on obtient :

$$C_{cr} = 24 \text{ m NGA}$$

Conclusion :

Ce chapitre nous a permis de choisir la variante la plus appropriée du point de vue économique (évacuateur latéral à entonnement latéral) et de déterminer le diamètre des conduites de prise d'eau et de vidange de fond. On a choisi un diamètre de 1500 mm et 1000 mm pour les conduites d'irrigation et d'AEP respectivement, et un diamètre de 2000 mm pour la vidange de fond qui correspond à un temps de vidange de 3 jours et 9 h. Pour la dérivation provisoire, on a obtenu une galerie avec 5 m de diamètre qui correspond à une hauteur de batardeau amont de 18 m. Ce diamètre peut veuculer un débit de 215,68 m³/s.

Chapitre 4:

Étude de stabilité

Introduction

Dans ce chapitre, nous allons calculer la stabilité de l'évacuateur de crues afin de nous assurer qu'ils peuvent résister à diverses forces (la pression de la terre, la pression hydrostatique de l'eau et le poids de la structure elle-même). L'évacuateur de crues sera construit en béton armé, composé d'eau, de granulats (sable et gravier), de ciment et d'adjuvants. Ces produits chimiques ont de multiples fonctions, comme l'amélioration de la fluidité du mélange, l'ajustement du temps de prise ou l'amélioration de la maniabilité du béton (superplastifiant). En outre, ces adjuvants peuvent améliorer les performances du béton utilisé dans les ouvrages hydrotechniques.

4.1 Etude de stabilité :

Le calcul de la stabilité est un processus essentiel pour définir les dimensions des éléments de l'évacuateur de crues. Cette étape permet de s'assurer qu'ils peuvent résister à différentes charges et qu'ils répondent aux critères de résistance au renversement, au glissement et au poinçonnement.

4.1.1 Stabilité de déversoir :

Le calcul de stabilité de déversoir se fait pour une hauteur déversante maximale ($hd = 4.28 \text{ m}$)

4.1.1.1 Calcul des forces :

Il est nécessaire de déterminer les dimensions de l'évacuateur de crues avant le calcul des forces, et d'évaluer les infiltrations à l'aide de la méthode de Bligh .

Pré-dimensionnement de l'ouvrage :

Avant radié :

Longueur :

$$L_{ar} = (1 \div 2) H_1 .$$

Epaisseurs :

$$\text{Si : } h_1 < 5 \quad \longrightarrow \quad t_{ar1} = (0.4 \div 0.5) \text{ m} .$$

$$5 < h_1 < 10 \quad \longrightarrow \quad t_{ar1} = (0.5 \div 0.6) \text{ m} .$$

$$h_1 > 10 \quad \longrightarrow \quad t_{ar1} = 0.75 \text{ m} .$$

$$T_{ar2} = 0.75 + 0.05 * H_1$$

Radier :

$$\text{Longueur du radier : } L_r = (3 \div 5) H_1$$

Epaisseurs:

$$T_{r1}=(0.25\div 0.3)H_1$$

$$T_{r2}=(0.13\div 0.15)H_1$$

$$T_{r3}=T_{r1}-0.5$$

$$S_p=(0.02\div 0.05)L \quad ; \quad L=L_{ar}+L_r$$

$$S_1=S_2=T_r+0.5$$

On obtient :

$$L_{ar} = 18,9 \text{ m} \quad , \quad T_{ar1} = 0,4 \text{ m} \quad , \quad T_{ar2} = 1,38 \text{ m} \quad , \quad L_r = 48 \text{ m}$$

$$T_{r1} = 3,8 \text{ m} \quad , \quad T_{r2} = 1,64 \text{ m} \quad , \quad T_{r3} = 3,3 \text{ m}$$

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Le sol est homogène.

- La répartition des sous pression est considéré linéaire ;

On doit vérifier que la longueur réelle du contour déployé (L_{R_CD}) dépasse la longueur de contour théorique de Bligh ($L_{C_Théorique}$) :

$$L_{C_théorique} = \Delta H \cdot C \dots\dots\dots(4.1)$$

ΔH : La différence du niveau d'eau amont et aval : $H_1 - H_2$;

C : Coefficient de proportionnalité en fonction de type de sol, $C = 3$

On obtient :

$$L_{C_théorique} = 25,12 \text{ m} \quad ;$$

$$L_{R_CD} = 73,75 \text{ m} > L_{C_théorique}$$

la condition est vérifiée .

On corrige avec les épaisseurs de Bligh :

$$h_x = \frac{\Delta H}{L_{R-CD}} l_x \dots\dots\dots(4.2)$$

ET :

$$t_x = n \cdot \frac{\gamma_w}{\gamma_b - \gamma_w} h_x \dots\dots\dots(4.3)$$

h_x : sous pression au point x (m) ;

t_x : épaisseur du radier de Bligh (m) ;

γ_b : Poids spécifique du béton $\gamma_b = 2.4 \text{ t/m}^3$.

γ_w : Poids spécifique de l'eau $\gamma_w = 1t/m^3$.

n : Coefficient de sécurité, varie en fonction de classe de l'ouvrage, $n = 0.85 \div 1.25$,

On prend $n = 1$

Les résultats sont représenté dans le tableau suivant :

Tableau 5.1 : Calcul des sous pressions par la méthode de Bligh.

p_t	l_x	h_x	t_b	t_p	t_d
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1,00	2,99	0,25	0,18	2,99	1,50
2,00	5,13	0,44	0,31	2,99	1,50
3,00	7,03	0,60	0,43	1,64	0,90
4,00	47,04	4,01	2,60	3,30	2,90
5,00	48,93	4,17	2,98	3,80	3,80
6,00	51,93	4,42	3,16	3,80	3,80
7,00	54,35	4,63	3,30	1,38	1,38
8,00	73,35	6,25	4,46	0,40	0,40
9	73,75	6,28	4,48	0,00	0,00

Calcul des forces :

Les forces appliquées sur le déversoir sont représentées dans la figure (4.1) :

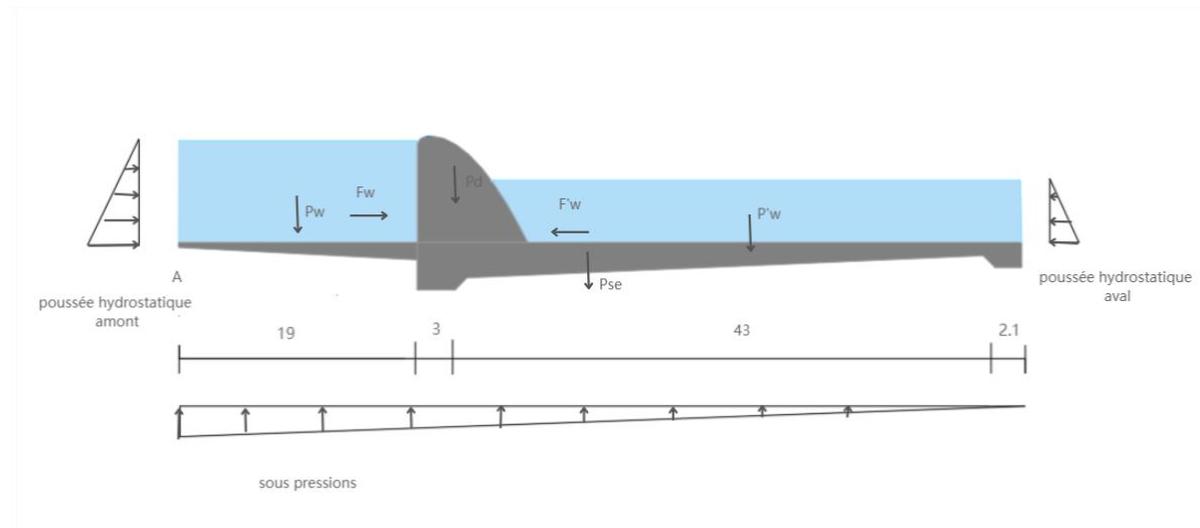


Figure 4.1 : Les forces agissantes sur le deversoir

Forces verticales :

➤ **Sous pressions :**

$$F_{sp} = \gamma_w \cdot S_{sp} \cdot l \dots \dots \dots (4.4)$$

Avec :

S_{sp} : Epure des sous pressions .

l : Largeur de déversoir (on prend 1 ml).

$$F_{sp} = 231,5 \text{ t}$$

➤ **Poids du déversoir :**

$$P_d = \gamma_b * S_d * l \dots\dots\dots(4.6)$$

Avec :

S_d : section transversale du déversoir = 50,9 m²

$$P_d = 122,16 \text{ t} .$$

➤ **Poids de la semelle :**

$$P_s = \gamma_b S_s * l \dots\dots\dots(4.7) .$$

S_s : Surface de semelle ($S_s = 116,7 \text{ m}^2$).

$$\text{Alors : } P_s = 280 \text{ t}$$

➤ **Poids de l'eau amont :**

$$P_w = \gamma_w . S_w . l \dots\dots\dots(4.8) .$$

S_w : Surface de l'eau en amont ($S_w = 240 \text{ m}^2$)

$$\text{Alors : } P_w = 240 \text{ t} .$$

➤ **Poids de l'eau aval**

$$P'_w = \gamma_w . S'_w . l \dots\dots\dots(4.9) .$$

S'_w : Surface de l'eau en aval . $S'_w = 252,4 \text{ m}^2$.

$$\text{Alors : } P'_w = 252,4 \text{ t} .$$

Les forces horizontales :

➤ **Poussée de l'eau amont :**

$$F_w = \frac{1}{2} \gamma_w . h_{am}^2 \dots\dots\dots(4.10)$$

$$\text{Alors : } F_w = 36,1 \text{ t}$$

➤ **Poussée de l'eau aval :**

$$F'_w = \frac{1}{2} \gamma_w . h_{av}^2 \dots\dots\dots(4.11)$$

$$\text{Donc : } F'_w = 19,8 \text{ t}$$

4.1.1.2 stabilité au renversement :

Le concept de stabilité au renversement consiste à vérifier que la structure reste stable et ne bascule pas autour de l'axe A lorsqu'elle est soumise à différentes forces

horizontales et verticales. Pour assurer la stabilité au renversement , la condition suivante doit être satisfaite .

$$\frac{M_s}{M_r} > (1 \div 3) \dots \dots \dots (4.12)$$

Avec :

- Ms: Somme des moments des forces stabilisatrices.
- Mr: Somme des moments des forces déstabilisatrices.

$$M_s = -P_w \times 57,5 - P_{dev} \times 45 - p'_w \times 24 - P_{se} \times 33 - F'_w \times 2 .$$

$$M_s = -34507,28 \text{ t.m .}$$

$$M_r = F_w \times 2,8 + F_{sp} \times 44,7 .$$

$$M_r = 10449,55 \text{ t.m}$$

$$\frac{M_s}{M_r} = 3$$

La condition est vérifiée, donc la stabilité au renversement est assurée.

4.1.1.3 stabilité au glissement :

Pour que l’ouvrage soit stable au glissement .

$$\frac{\sum F_v + Ctg(\phi)}{\sum F_h} > 1,5 \dots \dots \dots (4.13)$$

Avec :

ΣF_h : la somme des forces horizontales .

ΣF_v : la somme des forces verticales .

On a :

$$\Sigma F_v = 663,15 \text{ t}$$

$$\Sigma F_h = 55,9 \text{ t}$$

$$\frac{\sum F_v + Ctg(\phi)}{\sum F_h} = 11,89 > 1,5$$

donc la stabilité au glissement est vérifiée .

4.1.1.4 stabilité au poinçonnement :

La stabilité au poinçonnement de l'évacuateur est assurée lorsque la contrainte transmise par le radier est inférieure à la contrainte supportée par le sol. (σ_{sol} = 5 bar)

$$\sigma_1 = \frac{N}{100\beta} + \frac{6.M_G}{100\beta^2} \dots \dots \dots (4.14)$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{100\beta} - \frac{6.M_G}{100\beta^2} \dots\dots\dots (4.15)$$

Avec :

$N = \Sigma F_v$: la somme des forces verticales ($N = 663,15 \text{ t}$)

M_G : la somme des moments par rapport au centre de gravité de radier. ($M_G = -1089,04$)

β : largeur de radier de déversoir. ($B = 67 \text{ m}$).

$$\sigma_1 = 1,13, \sigma_2 = 0,84 < \sigma_{sol}$$

Donc La stabilité au poinçonnement est vérifiée.

4.1.2 Stabilité des murs bajoyers :

4.1.2.1 Pré-dimensionnement de l'ouvrage :

On prend :

$$H = 6,5 \text{ m}$$

$$B1 = H/3 \approx 2 \text{ m}$$

$$B2 = B_{coursier}/2 = 6,5$$

$$e_1 = H/10 \approx 70 \text{ cm}$$

$$e_2 = 15 \text{ à } 30 \text{ cm}, \text{ on prend : } e_2 = 30 \text{ cm}$$

$$e_3 = 0,5 \text{ m}$$

4.1.2.2 Calcul des forces :

Les forces agissantes sur le mur sont représentées dans la figure suivante:

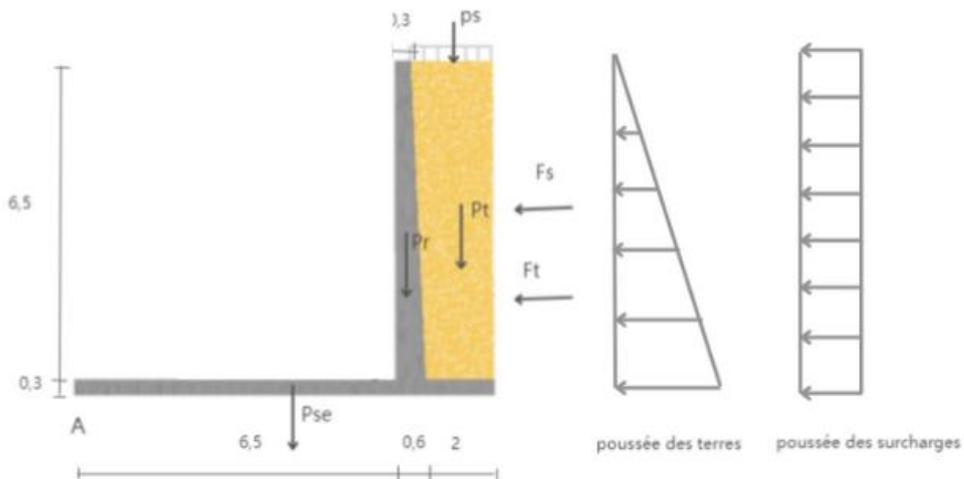


Figure 4.2 : Les forces agissantes sur les murs bajoyers .

Forces verticales

➤ **Poids de rideau:** $P_r = \gamma_b * V_r = 7,02 \text{ t}$ (4.16)

➤ **Poids de la semelle:** $P_{se} = \gamma_b * V_{se} = 6,12 \text{ t}$ (4.17)

➤ **Poids des terres :** $P_t = \gamma_s * V_t = 24,3 \text{ t}$ (4.18)

Avec:

$$\gamma_t = 2.5 \text{ t/m}^3$$

➤ **Poids des surcharge :**

$$P_{sr} = S_r \cdot l_s = 1,7 \text{ t} \dots\dots\dots(4.19)$$

Tel que :

S_r : Surcharge ($S_r = 1 \text{ t/m}^2$)

$$l_s = 1,7 \cdot 1 = 1,7 \text{ m}^2$$

Forces horizontales :

➤ **Poussée des terres :**

$$F_t = A_p \cdot \gamma_t \cdot \frac{H^2}{2} \dots\dots\dots(4.20)$$

Avec :

$$A_p = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right), \phi = 30^\circ \dots\dots\dots(4.21)$$

$$\text{alors } A_p = 0.333 .$$

$$F_t = 19 \text{ t}$$

➤ **Poussée des surcharges :**

$$F_{sr} = A_p \cdot S_r \cdot H \dots\dots\dots(4.22)$$

$$F_{sr} = 2,24 \text{ t} .$$

➤ **Poussée de l'eau :**

$$F_w = 0.5 \cdot \gamma_w \cdot H^2 \dots\dots\dots(4.23)$$

$$F_w = 15,68 \text{ t} .$$

4.1.2.3 Stabilité au renversement

Pour que le mur soit stable au renversement, il faut que la condition suivante soit

Vérfiée :

$$\frac{M_s}{M_r} > (1 \div 3) \dots\dots\dots(4.24)$$

On a :

$$M_s = 268,41 \text{ t.m.}$$

$$M_r = 51,9 \text{ t.m}$$

$$\frac{M_s}{M_r} = 5,17$$

Donc la stabilité au renversement est vérifiée .

4.1.2.4 Stabilité au glissement :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{\sum F_v + Ctg(\phi)}{\sum F_h} > 1,5 \dots \dots \dots (4.25)$$

Avec :

f: Coefficient de frottement du béton sur sol.

F_H : Force favorisant le glissement

F_V : Force empêchant le glissement

on a :

$$\Sigma F_v = 38,45 \text{ t}$$

$$\Sigma F_h = 21,2 \text{ t}$$

$$\frac{\sum F_v + Ctg(\phi)}{\sum F_h} = 1,89 > 1,5$$

donc la stabilité au glissement est vérifiée .

4.1.2.5 Stabilité au poinçonnement :

On applique la même méthode utilisée pour vérifier la stabilité du déversoir,

on obtient :

$$\sigma_1 = 1,89, \sigma_2 = 1,89 < \sigma_{sol} = 5 \text{ bar}$$

Donc , la stabilité au poinçonnement est vérifiée .

Conclusion :

pour le calcul de stabilité du déversoir et du coursier ,les cas les plus défavorables ont été pris en compte . Après ces calculs, on a conclu que ces derniers sont stables face aux différentes charges.

Chapitre 5:

Organisation de chantier

Introduction :

La planification d'un projet de construction englobe toutes les étapes nécessaires pour mener à bien un projet ou un ouvrage de tout type dans des conditions optimales. Ce processus comprend l'identification et la coordination des ressources nécessaires à la réalisation des travaux tout en suivant les directives générales fixées par le commanditaire. Ces directives se déclinent en facteurs spécifiques tels que la rapidité, la rentabilité et la qualité, qui dictent une stratégie économique particulière. Il est donc essentiel de prendre toutes les mesures nécessaires pour que le projet soit exécuté conformément aux plans établis, qu'il réponde aux normes de qualité, qu'il soit achevé le plus rapidement possible, qu'il soit réalisé au coût le plus bas possible

5.1 Organisation technique et données préparatoire :

Les opérations essentielles de l'organisation technique de la construction commencent par la préparation des documents nécessaires qui donnent à l'organisation l'autorisation d'entreprendre les travaux de construction.

L'organisation technique de préparation passe par les étapes suivantes :

- Période de préparation, consiste à établir l'ordre chronologique et la cadence de réalisation des travaux en qualités et en quantités ;
- Mesure d'approvisionnement du chantier en matériaux de construction concernant le lieu et la qualité.

5.2 Les principaux intervenants sur chantier :

Avant de commencer la construction du barrage, il est nécessaire de rappeler les rôles des principaux participants au processus de construction.

➤ Maître d'ouvrage :

Le maître d'ouvrage est une personne ou une organisation chargée de fixer les objectifs à atteindre (programme), d'obtenir le financement et de gérer les contrats pour les travaux. Après la réception des ouvrages, il devient propriétaire de l'ouvrage et peut également en assurer la gestion.

➤ **Maître d'œuvre :**

C'est une personne physique ou morale, chargée par le maître de l'ouvrage pour recevoir l'ouvrage, d'établir le dossier de consultation des entreprises, d'assister le maître d'ouvrage dans le dépouillement des offres, de contrôler l'exécution des travaux et de proposer leur réception et leur règlement, après en avoir établi le décompte

➤ **Entrepreneur :**

L'entrepreneur, qu'il s'agisse d'une personne ou d'une organisation, c'est le responsable de l'exécution des travaux de construction dans le cadre d'un contrat avec le client et peut également s'occuper de la conception détaillée des structures. L'entrepreneur est responsable du chantier et du projet jusqu'à sa réception officielle .

5.3 Travaux préparatoires et installation de chantier :

La mise en place d'un chantier de construction nécessite un espace spacieux pour prévoir les différentes zones de stockage et les cheminements des engins, le site étant progressivement occupé par des équipements et des postes de travail permanents .

On peut distinguer les installations suivantes :

➤ **Installations destinées au personnel :**

Il s'agit généralement de dortoirs, de vestiaires, d'installations sanitaires et de bureaux de chantier .

➤ **Installations destinées au stockage des matériaux :**

Magasin central : Espace réservé à l'entreposage équipements.

Matériaux consommables et articles sensibles aux conditions météorologiques.

Zone de stockage protégée.

Zone de stockage ouverte.

Pour les agrégats : Les matériaux tels que le sable et le gravier utilisés dans la production de béton doivent être vérifiés à l'arrivée en raison des variations de l'humidité de l'air

Pour le ciment : Il est conservé dans des silos métalliques ou des baraquements en bois ou en métal.

➤ **Installations destinées à la réparation des engins :**

Les réparations majeures ne sont généralement pas effectuées directement sur le chantier, il est donc essentiel de disposer d'un atelier bien équipé pour l'entretien régulier et les réparations urgentes des différents matériels.

➤ **Fabrication des granulats :**

Les granulats sont fabriqués dans des stations de concassage, puis transportés vers la zone de stockage à l'aide de camions-bennes

5.4 Travaux de réalisation

5.4.1 Implantation des ouvrages sur chantier :

Les travaux d'installation du chantier, souvent appelés piquetage, C'est une étape essentielle dans le processus de construction. Il s'agit de l'utilisation de piquets dans le sol pour marquer l'emplacement de l'ouvrage. Deux types de piquetage sont généralement réalisés :

Piquetage principal : concerne les axes de l'ouvrage .

- Piquetage secondaire (ou complémentaire) : concerne les bords de l'ouvrage (ou le contour).

➤ **Travaux de terrassements**

Pour la réalisation des travaux de terrassements,, il est essentiel de déterminer l'équilibre des masses volumiques de terrassement en utilisant les méthodes les plus économiques pour la répartition et le transport des matériaux sur le site, et en choisissant les bonnes caractéristiques techniques pour les outils mécaniques.

➤ **Travaux d'excavations :**

Les travaux d'excavation doivent être réalisés conformément aux plans et au calendrier général des travaux. Il s'agit d'enlever la terre végétale de la fondation du barrage et de la zone d'emprunt, puis de la transporter vers une décharge stable afin de s'assurer qu'elle n'affecte pas l'avancement ou la gestion du projet.

➤ **Travaux secondaires**

Ces activités visent à maintenir toutes les structures dans des conditions optimales :

-aménagement de la zone d'emprunt ,

- Assurer la stabilité des décharges et les protéger de l'érosion, ainsi que maintenir une distance de sécurité par rapport aux masses d'eau.

-Reboisement de la végétation dans les zones autour du barrage qui sont menacées par l'érosion.

5.6 Les moyens de chantier :

En ce qui concerne le personnel, l'entreprise doit fournir des détails sur les personnes responsables du chantier et ses intérimaires, y compris leurs rôles, leurs qualifications et leur expertise.

Des informations similaires doivent être fournies pour les techniciens spécialisés, tels que les géotechniciens spécialisés en travaux d'étanchéité, d'injection, etc, qui travailleront sur le site.

La construction d'un barrage et des ouvrages annexes nécessite toute une série d'équipements mécaniques pour des tâches telles que , l'excavation, le transport, le nivellement et le compactage des matériaux, ainsi que pour les travaux de bétonnage. Il est important d'identifier l'équipement de compactage, y compris son objectif, ses principales caractéristiques et l'efficacité des différentes machines d'excavation et de compactage qui seront utilisées dans la construction du barrage.

➤ **Les moyens humains:**

En ce qui concerne les ressources humaines du projet, il est essentiel de justifier la mise en œuvre de personnel qualifié tant pour les études préliminaires que pour la construction, en détaillant leurs rôles et leurs qualifications.

Le personnel nécessaire pour le projet comprend:

Conducteur des travaux : pour le suivi de chantier et le suivi d'ouvriers ;

- Contre maître ;
- Chauffeurs pour les engins, les camions et les véhicules ;
- Ouvriers ;
- Ferrailleurs ;
- Soudeurs ;
- Coffreurs ;
- Topographes ;
- Ingénieurs (en hydraulique, génie civil ...) ;
- Géologue pour la mission géologique en phase d'étude ;
- Cadres dirigeants en coter financiers, ressources humaines, spécialiste en sécurité de chantier ...

➤ **Les engins de terrassement :**

comprend les machines conventionnelles utilisées pour l'excavation des fondations des barrages, l'extraction et le transport des matériaux de construction, les travaux de bétonnage et les travaux de finition tels que le remblayage et la mise en place des roches. Les équipements couramment utilisés sont les suivants :

- Bulldozer : pour les terrassements de masse et les voies d'accès ;
- Chargeur (à pneus et à chenilles) : pour le chargement des déblais ;
- Camion benne : pour le transport des déblais et des matériaux de construction ;
- Pelle hydraulique : pour le creusement des fouilles ;
- Décapeuse ;
- Pompe immergée : pour l'évacuation des eaux de chantiers en période hivernale ;
- Camion-citerne : pour le transport de carburant aux engins et transport de l'eau pour la confection de béton, et pour l'arrosage des pistes pour diminuer la poussière ;
- Compacteur : pour le compactage des matériaux de construction de la digue ;
- Grue à portique : pour la mise en place de béton et pour placer le coffrage ainsi les aciers ;
- Camion malaxeur : pour le transport de béton ;
- Groupes électrogènes.

➤ **Le matériel de bétonnage :**

Les bétonnières sont fréquemment utilisées pour préparer le béton nécessaire à la construction de divers ouvrages, notamment les déversoirs, les tours de prise d'eau et les canaux de dérivation.

5.7 Planification

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 ;
- Chronométrage ;
- Définition des objectifs et des attributions ;

- Simplification des méthodes ;
- Stabilisation des postes de travail.

5.7.1 Etapes de la planification :

La planification consiste à établir un plan détaillé des étapes nécessaires à la réalisation d'un projet. Le processus comprend les étapes suivantes :

- **Collecte d'informations:** La synthèse et l'analyse des données obtenues par le biais d'études comparatives garantissent la mise en œuvre efficace du plan de projet.
- **Décomposition du projet :** le projet est divisé en tâches individuelles, chaque tâche étant attribuée à un responsable spécifique, avec le matériel nécessaire et une durée estimée en fonction du rythme de travail de chaque machine.
- **Attribution des durées de chaque opération :** La répartition du temps est basée sur deux facteurs clés : les ressources disponibles (humaines et matérielles) et l'ampleur du projet. La formule suivante est utilisée :

$$T = \frac{QN}{n}$$

Avec :

Q : Quantité de travail ;

N : Rendement ;

n : Nombre d'équipes.

- **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 ;
- **Choix de la méthode de calcul :**
La méthode de calcul est déterminée selon la nature du projet. Lorsque les tâches sont séquentielles, comme dans notre cas, il est recommandé d'utiliser la méthode du chemin critique (C.P.M.).

5.7.2 Plannings des travaux

Il existe trois types de plans de travail :

- **Plan de travail au plus tôt :**

Les opérations commencent à leur date au plus tôt. Cette approche est privilégiée par les entreprises disposant de ressources importantes et gérant plusieurs projets.

➤ **Plan de travail au plus tard :**

Les opérations commencent à leur date au plus tard. Les tâches ne sont pas reportées ; cette méthode est utilisée lorsque les ressources sont limitées, ce qui la rend plus économique.

➤ **Plan de travail intermédiaire :**

Les opérations commencent à une date qui se situe entre date au plus tôt et date au plus tard . Cette méthode est utilisée par les entreprises qui se concentrent sur un seul projet.

5.7.3 Technique de la planification :

Il existe deux principales méthodes de planification, à savoir :

- Méthode basée sur le réseau ou méthode C.P.M .
 - Méthode basée sur le tableau
 - Méthode basée sur le graphique (diagramme de Gantt) ou méthode des barres
- Pour la planification de notre projet, on utilise la méthode basée sur le réseau :

5.7.4 Méthodes basées sur le réseau :

Un réseau est une représentation visuelle d'un projet qui montre les relations entre les différentes tâches nécessaires pour atteindre l'objectif de planification. Il existe deux types principaux de réseaux :

- Diagramme en flèches : Dans ce type de réseau, chaque tâche est représentée par une flèche, la connexion entre deux tâches étant représentée par un cercle, appelé « nœud ».
- Diagramme à nœuds : Dans ce cas, chaque tâche est représentée par un nœud et la séquence des tâches est illustrée par des flèches. Cette approche consiste à effectuer le calcul allé et retour en utilisant les paramètres de la grille suivante :

Tableau 5.1 : Les paramètres du réseau à nœuds

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Tel que :

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

Pour le calcul allé , on a :

$$DFP_i = DCP_i + TR$$

$$DFP_j = DCP_i$$

Et pour dernière opération on a : $DCPP = DCP$

$$DFPP = DFP$$

Calcule retour :

$$DCPP_j = DFPP_i$$

$$DCPP_i = DFPP_i - TR$$

Marge totale :

$$MT = DCPP - DCP$$

$$MT = DFPP - DFP$$

- **Chemin critique (C.P.)** : Il s'agit de la séquence qui établit la durée totale du projet (TDP) en reliant les tâches qui ont une marge totale nulle (0). Pour trouver le chemin critique, il suffit de vérifier les deux conditions suivantes :

$$MT = 0$$

$$\sum TR = DTR$$

Les différentes opérations et la durée de chaque opération sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau 5.2 : Les opérations effectuées durant la réalisation du projet

Travaux	Opérations	Durée (mois)
Installation de chantier et accès	A	6
Installation de centrale à béton	B	4
Travaux de terrassement (rives et lit de l'oued).	C	2
Le creusement et le revêtement du tunnel de dérivation,	D	8

Les opérations effectuées durant la réalisation du projet (suite) :

La densification des alluvions sablo graveleuses substituées	E	1
Réalisation des batardeaux	F	3
La construction de la digue	G	12
Revêtement des talus de la digue	H	2
Construction de l'évacuateur de crue	I	9
Réalisation de la tour de prise	J	7
Prise d'eau et Vidange de fond (Équipements hydromécaniques)	K	6

Conclusion :

Une importance particulière a été portée dans ce chapitre à une gestion harmonieuse de l'ensemble des activités de construction, afin de préserver le temps et la rapidité d'avancement de toutes les opérations élémentaires sur l'ensemble des points du chantier.

CONCLUSION GENERALE

Dans cette étude, on a traité la conception des ouvrages annexes du barrage Zhour, situé dans la wilaya de Skikda, destinés à l'irrigation et à l'approvisionnement en eau potable.

En se basant sur les études géologiques et géotechniques du site, ainsi que sur les données hydrologiques à l'échelle du bassin versant et les calculs d'optimisation, nous avons choisi de construire une digue de 42 m de hauteur, correspondant à un volume de réservoir d'environ 17,24 Mm³.

Pour l'évacuateur de crues, deux variantes ont été étudiées. Les caractéristiques topographiques et économiques du site ont permis d'opter pour un évacuateur de crues de type latéral avec entonnement latéral, avec une largeur déversante de 30 m et une charge déversante de 4,28 m. l'étude de stabilité nous a assuré que cet évacuateur de crue est stable et peut résister aux différentes charges appliquées.

Pour protéger notre ouvrage pendant la phase de construction, une dérivation provisoire a été prévue avec une galerie en fer à cheval ayant un diamètre de 5 m. Cette galerie sera réutilisée lors de la phase d'exploitation pour l'évacuation des eaux de vidange de fond et des eaux de prise. Le prélèvement d'eau s'effectue via une tour de prise avec 3 niveaux de prises. En ce qui concerne la vidange de fond, elle est intégrée à la galerie de dérivation.

En somme, cette étude contribue à la réalisation d'un projet de barrage fiable et efficace, s'alignant sur les besoins particuliers de la région concernant la gestion des ressources en eau, tout en tenant compte des contraintes techniques et économiques.

références bibliographiques :

Benkaci, T., Mezenner, N., & Dechemi, N. (2020, 30 septembre). EXPLORATION OF MAXIMUM LIKELIHOOD METHOD IN EXTREME RAINFALL FORECASTING USING FOUR PROBABILITY DISTRIBUTIONS - THE CASE OF NORTHERN ALGERIA. BENKACI | LARHYSS Journal P-ISSN 1112-3680 / E-ISSN 2521-9782. <http://larhyss.net/ojs/index.php/larhyss/article/view/743> .

Bureau of reclamation . Design of small dams

Carluer, N., Fontaine, A., Lauvernet, C., & Carpena, R. M. (2011). Guide de dimensionnement des zones tampons enherbées ou boisées pour réduire la contamination des cours d'eau par les produits phytosanitaires. <https://hal.inrae.fr/hal-02595578>

Chow, V. T., D. R. Maidment, et al. (1988). Applied Hydrology. New York.

Kumar, A., Kanga, S., Taloor, A. K., Singh, S. K., & Durin, B. (2021). Surface runoff estimation of Sind river basin using integrated SCS-CN and GIS techniques. HydroResearch, 4, 61- 74. <https://doi.org/10.1016/j.hydres.2021.08.001>

OpenLibrary.org. (2010, December 6). R. M. Khatsuria | Open Library. Open Library.

Touaibia, B. (2004) Manuel pratique d'hydrologie. ENSH Blida

Zeroual, A., Meddi, M.,(2018).Polycopie_Chapitre III FORMULES EMPIRIQUES D'ESTIMATION DE DEBIT DE POINTE .

Zegait, R., & Achour, B. (2016, June 1). ETUDE DE L'ECOULEMENT a COEFFICIENT DE RESISTANCE VARIABLE NOUVELLE METHODE D'EVALUATION POUR LE COEFFICIENT DE MANNING DANS LES CONDUITES EN FER a CHEVAL. ASJP. <https://www.asjp.cerist.dz/en/article/4970>

OpenLibrary.org. (2010, December 6). R. M. Khatsuria | Open Library. Open Library.

Annexes

A.01

Sondage	Entreprise / année	Tête sondage NGA	Prof.	Inclinaison / Direction	Prof. Piézomètre	Situation
Site du barrage						
SPD 2	Sersid 2001	22.12	58,5	Vertical	-	Fond de vallée, sur l'axe au pied de la rive droite
SPD 5	Sersid 2001	23.21	40.5	Vertical	-	Fond de vallée coté rive droite, pied amont
SPD 6	Sersid 2001	21.92	40.5	Vertical	-	Fond de vallée dans l'oued, pied amont
SPD 7	Sersid 2001	20.37	40.5	Vertical	-	Fond de vallée dans l'oued, pied amont
SPD 2005-01	Trévi 2005	22.46	60	Vertical	27.50m	Sur l'axe fond d'oued
SPD 2005-02	Trévi 2005	22.29	60	Vertical	10m	Sur l'axe au pied de la rive droite
SPD 2005-03	Trévi 2005	48.02	50	Vertical	50m	Sur l'axe mi pente rive droite
SPD 2005-03P	Trévi 2005	48.02	10	Vertical	10m	A coté du sondage SPD2005-03
SPD 2005-04	Trévi 2005	79.15	50	Vertical	38m	Sur l'axe partie haute rive droite
SPD 2005-04P	Trévi 2005	79.15	10	Vertical	10m	A coté du sondage SPD2005-04
SPD 2005-06	Trévi 2005	21.57	40	Vertical	27.20 m	Amont de l'axe, fond d'oued
SPD 2005-08	Trévi 2005	46.63	30	Vertical	30m	Mi pente, Amont SPD9
SPD 2005-09	Trévi 2005	56.84	30	Vertical	-	Mi pente, Amont SPD4
SPD 2005-10	Trévi 2005	60.78	30	Vertical	-	Entre SPD3 et SPD4
SPD 2005-11	Trévi 2005	50.09	30	Vertical	-	Aval SPD 10
SPD 2005-12	Trévi 2005	34.30	30	Vertical	-	Aval SPD 11
SPG 2005-01	Trévi 2005	21.45	50	Vertical	-	Au pied de la rive gauche
SPG 2005-02	Trévi 2005	49.52	50	Vertical	50m	RG à mi pente
SPG 2005-02P	Trévi 2005	49.52	10	Vertical	10m	A coté du sondage SPG2005-02
SPG 2005-03	Trévi 2005	80.68	50	Vertical	50m	Partie haute de la rive gauche
SPG 2005-03P	Trévi 2005	80.68	10	Vertical	10m	
SPG 2005-04	Trévi 2005	20.32	60	Vertical	10m	Aval de l'axe, fond d'oued,
SPG 2005-04bis	Trévi 2005	20.23	50	Vertical	-	Aval de l'axe, entre SPD1 et SPG4
SPG 2005-05	Trévi 2005	62.14	30	Vertical	-	Amont SPG6
SPG 2005-06	Trévi 2005	68.08	30	Vertical	-	A mi pente Entre SPG3 et SPG2
SPG 2005-07	Trévi 2005	44.95	30	Vertical	-	Aval SPG6
Col						
SC1	Sersid 2001	70.70	30	Vertical	-	Dans l'axe du col en rive gauche

SC2	Sersid 2001	76.91	30	Vertical	-	Dans l'axe du col en rive droite
SC3	Sersid 2001	64.80	30	Vertical	-	Dans l'axe du col partie centrale
SC4	Sersid 2001	66.09	30	Vertical	-	Dans l'axe du col partie centrale
SC5	Sersid 2001	67.10	49.5	45° N144°	-	Aval de l'axe cote gauche

Annexe B01 : Table de χ^2

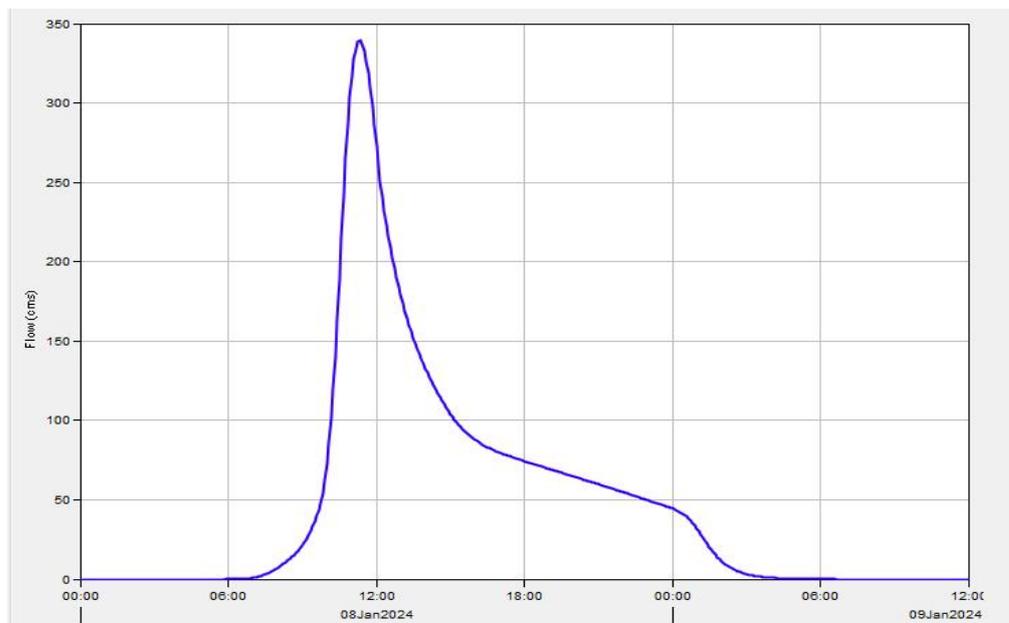
*	0,9	0,5	0,3	0,2	0,1	0,05	0,02	0,01	0,001
1	0,016	0,455	1,074	1,642	2,706	3,841	5,412	6,635	10,827
2	0,211	1,386	2,408	3,219	4,605	5,991	7,824	9,210	13,815
3	0,584	2,366	3,665	4,642	6,251	7,815	9,837	11,345	16,266
4	1,064	3,357	4,878	5,989	7,779	9,488	11,668	13,277	18,467
5	1,610	4,351	6,064	7,289	9,236	11,070	13,388	15,086	20,515
6	2,204	5,348	7,231	8,558	10,645	12,592	15,033	16,812	22,457
7	2,833	6,346	8,383	9,803	12,017	14,067	16,622	18,475	24,322
8	3,490	7,344	9,524	11,030	13,362	15,507	18,168	20,090	26,125
9	4,168	8,343	10,656	12,242	14,684	16,919	19,679	21,666	27,877
10	4,865	9,342	11,781	13,442	15,987	18,307	21,161	23,209	29,588
11	5,578	10,341	12,899	14,631	17,275	19,675	22,618	24,725	31,264
12	6,304	11,340	14,011	15,812	18,549	21,026	24,054	26,217	32,909
13	7,042	12,340	15,119	16,985	19,812	22,362	25,472	27,688	34,528
14	7,790	13,339	16,222	18,151	21,064	23,685	26,873	29,141	36,123
15	8,547	14,339	17,322	19,311	22,307	24,996	28,259	30,578	37,697
16	9,312	15,338	18,418	20,465	23,542	26,296	29,633	32,000	39,252
17	10,085	16,338	19,511	21,615	24,769	27,587	30,995	33,409	40,790
18	10,865	17,338	20,601	22,760	25,989	28,869	32,346	34,805	42,312
19	11,651	18,338	21,689	23,900	27,204	30,144	33,687	36,191	43,820
20	12,443	19,337	22,775	25,038	28,412	31,410	35,020	37,566	45,315
21	13,240	20,337	23,858	26,171	29,615	32,671	36,343	38,932	46,797
22	14,041	21,337	24,939	27,301	30,813	33,924	37,659	40,289	48,268
23	14,848	22,337	26,018	28,429	32,007	35,172	38,968	41,638	49,728
24	15,659	23,337	27,096	29,553	33,196	36,415	40,270	42,980	51,179
25	16,473	24,337	28,172	30,675	34,382	37,652	41,566	44,314	52,620
26	17,292	25,336	29,246	31,795	35,563	38,885	42,856	45,642	54,052
27	18,114	26,336	30,319	32,912	36,741	40,113	44,140	46,963	55,476
28	18,939	27,336	31,391	34,027	37,916	41,337	45,419	48,278	56,893
29	19,768	28,336	32,461	35,139	39,087	42,557	46,693	49,588	58,302
30	20,599	29,336	33,530	36,250	40,256	43,773	47,962	50,892	59,703

* en lignes = ddl (degré de liberté)

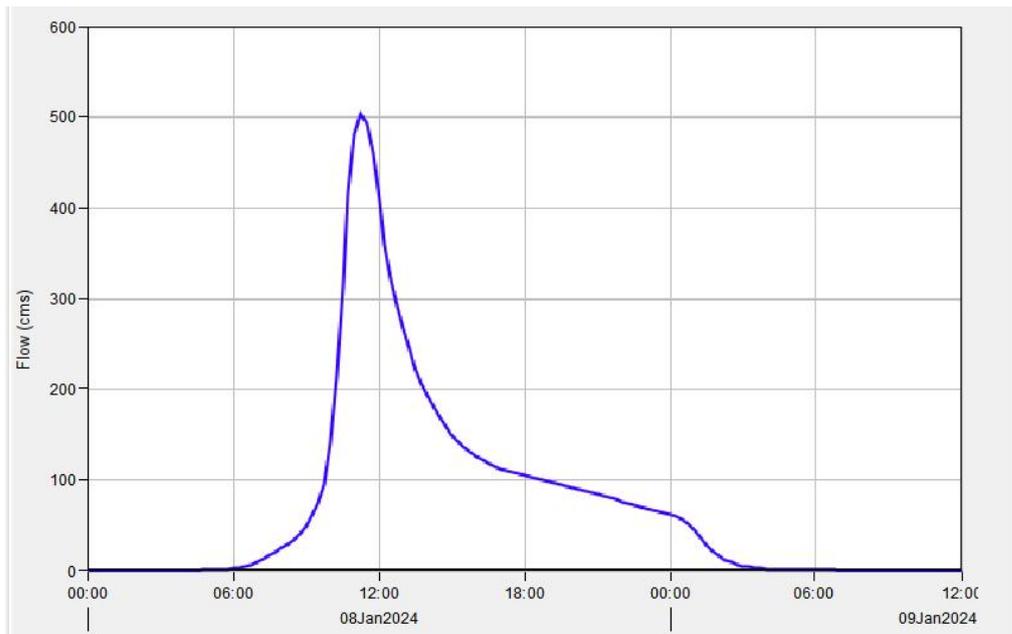
* en colonnes = la probabilité

B02 . Hydrogrammes de crue :

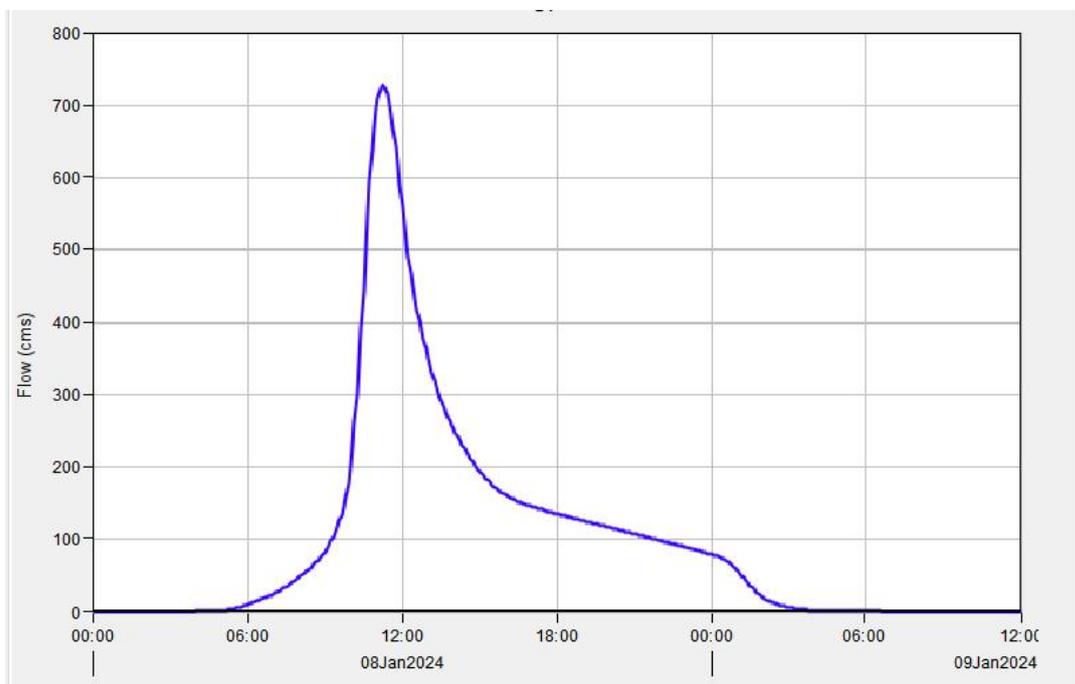
Pour T=10 ans



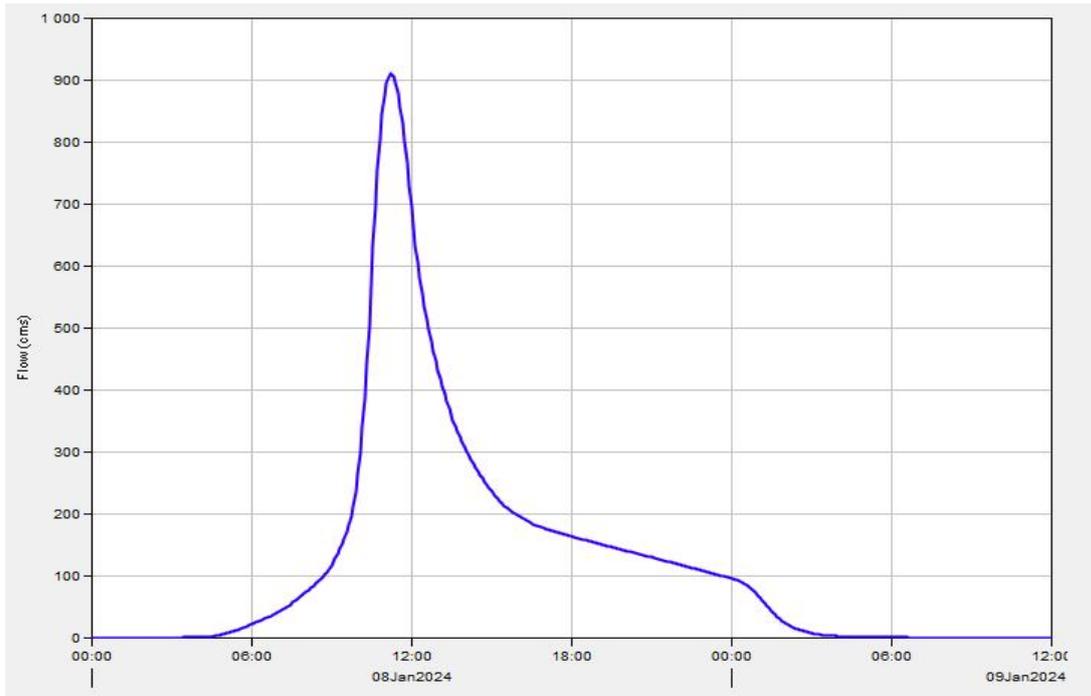
Pour T=50 ans :



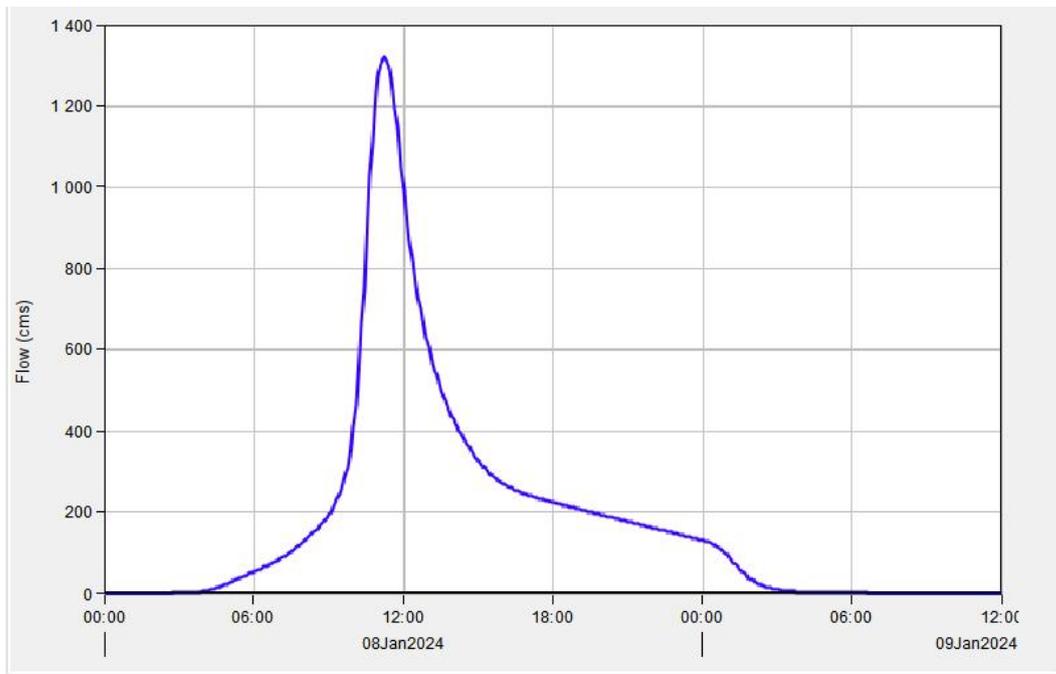
Pour T=100 ans :



Pour T=500 ans :



Pour T=1000 ans :



B03 . Calcul du laminage

b= 30

temps (h)	I	I1+I2	(2S/delta t)+Q	((2S/delta t)+Q)-2Q	Qs
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
3,00	0,00	0,70	0,00	0,00	0,00
4,00	0,70	10,60	0,70	0,67	0,01
5,00	9,90	38,70	11,27	10,71	0,22
6,00	28,80	80,10	49,41	46,98	0,97
7,00	51,30	137,30	127,08	120,83	2,50
8,00	86,00	221,80	258,13	245,43	5,10
9,00	135,80	438,40	467,23	448,80	8,06
10,00	302,60	942,70	887,20	847,15	17,57
10,50	640,10	1490,80	1789,85	1690,17	44,05
10,75	850,70	1832,90	3180,97	2954,32	96,81
11,00	982,20	2003,00	4787,22	4341,80	190,85
11,25	1020,80	2002,90	6344,80	5668,56	291,26
11,50	982,10	1877,50	7671,46	6784,47	385,27
11,75	895,40	1671,30	8661,97	7609,13	462,46
12,00	775,90	1450,30	9280,43	8120,36	516,44
12,25	674,40	1269,40	9570,66	8359,29	547,31
12,50	595,00	1127,20	9628,69	8402,25	560,38
12,75	532,20	1011,00	9529,45	8325,41	575,69
13,00	478,80	914,00	9336,41	8166,49	552,57
13,25	435,20	834,00	9080,49	7955,40	538,34
13,50	398,80	766,40	8789,40	7714,70	520,41
13,75	367,60	708,50	8481,10	7459,09	500,34
14,00	340,90	657,90	8167,59	7198,44	479,21
14,25	317,00	613,40	7856,34	6938,94	457,72
14,50	296,40	573,70	7552,34	6684,80	436,37
14,75	277,30	537,90	7258,50	6438,51	415,49
15,00	260,60	507,00	6976,41	6201,46	395,27
15,25	246,40	480,90	6708,46	5975,74	375,93
15,50	234,50	459,20	6456,64	5763,14	357,67
15,75	224,70	441,10	6222,34	5564,90	340,59
16,00	216,40	425,60	6006,00	5381,50	324,75
16,25	209,20	412,30	5807,10	5212,57	310,12
16,50	203,10	401,30	5624,87	5057,55	296,66
16,75	198,20	392,10	5458,85	4916,10	284,34
17,00	193,90	383,90	5308,20	4787,57	273,10
17,25	190,00	376,40	5171,47	4670,77	262,85

17,50	186,40	369,40	5047,17	4564,48	253,48
17,75	183,00	362,70	4933,88	4467,49	244,90
18,00	179,70	356,10	4830,19	4378,64	237,03
18,25	176,40	349,60	4734,74	4296,78	229,76
18,50	173,20	343,30	4646,38	4220,94	223,02
18,75	170,10	337,00	4564,24	4150,39	216,75
19,00	166,90	330,70	4487,39	4084,34	210,89
19,25	163,80	324,50	4415,04	4022,11	205,38
19,50	160,70	318,30	4346,61	3963,22	200,19
19,75	157,60	312,10	4281,52	3907,18	195,27
20,00	154,50	305,90	4219,28	3853,55	190,58
20,25	151,40	299,80	4159,45	3801,98	186,10
20,50	148,40	293,70	4101,78	3752,24	181,80
20,75	145,30	287,60	4045,94	3704,06	177,67
21,00	142,30	281,50	3991,66	3657,21	173,68
21,25	139,20	275,30	3938,71	3611,47	169,81
21,50	136,10	269,00	3886,77	3566,59	166,04
21,75	132,90	262,70	3835,59	3522,35	162,36
22,00	129,80	256,50	3785,05	3478,65	158,74
22,25	126,70	250,20	3735,15	3435,47	155,20
22,50	123,50	243,90	3685,67	3392,65	151,72
22,75	120,40	237,60	3636,55	3350,11	148,28
23,00	117,20	231,30	3587,71	3307,80	144,89
23,25	114,10	225,10	3539,10	3265,68	141,53
23,50	111,00	218,80	3490,78	3223,78	138,22
23,75	107,80	212,40	3442,58	3181,98	134,93
24,00	104,60	205,50	3394,38	3140,16	131,66
24,25	100,90	196,30	3345,66	3097,86	128,38
24,50	95,40	182,30	3294,16	3053,14	124,96
24,75	86,90	161,80	3235,44	3002,12	121,15
25,00	74,90	136,20	3163,92	2939,94	116,62
25,25	61,30	109,10	3076,14	2863,59	111,20
25,50	47,80	83,70	2972,69	2773,52	104,89
25,75	35,90	62,10	2857,22	2672,89	97,92
26,00	26,20	45,30	2734,99	2566,28	90,57
26,25	19,10	33,20	2611,58	2458,51	83,16
26,50	14,10	24,50	2491,71	2353,73	75,95
26,75	10,40	18,00	2378,23	2254,43	69,09
27,00	7,60	13,20	2272,43	2161,78	62,66
27,25	5,60	9,70	2174,98	2076,36	56,70
27,50	4,10	7,00	2086,06	1998,35	51,22
27,75	2,90	5,00	2005,35	1927,51	46,21
28,00	2,10	3,60	1932,51	1863,51	41,63
28,25	1,50	2,60	1867,11	1806,04	37,48
28,50	1,10	1,90	1808,64	1754,61	33,73
28,75	0,80	1,30	1756,51	1708,76	30,34
29,00	0,50	0,80	1710,06	1667,86	27,28

29,25	0,30	0,50	1668,66	1631,42	24,52
29,50	0,20	0,30	1631,92	1599,05	22,04
29,75	0,10	0,20	1599,35	1570,36	19,80
30,00	0,10	0,20	1570,56	1544,99	17,79
30,25	0,10	0,10	1545,19	1522,62	16,00
30,50	0,00	0,00	1522,72	1502,82	14,38
30,75	0,00	0,00	1502,82	1485,26	12,92
31,00	0,00	0,00	1485,26	1469,78	11,61
31,25	0,00	0,00	1469,78	1456,13	10,44
31,50	0,00	0,00	1456,13	1444,08	9,39
31,75	0,00	0,00	1444,08	1433,45	8,44
32,00	0,00	0,00	1433,45	1424,07	7,59
32,25	0,00	0,00	1424,07	1415,80	6,83
32,50	0,00	0,00	1415,80	1408,50	6,14
32,75	0,00	0,00	1408,50	1402,05	5,52
33,00	0,00	0,00	1402,05	1396,36	4,97
33,25	0,00	0,00	1396,36	1391,34	4,47
33,50	0,00	0,00	1391,34	1386,91	4,02
33,75	0,00	0,00	1386,91	1383,00	3,62
34,00	0,00	0,00	1383,00	1379,54	3,26
34,25	0,00	0,00	1379,54	1376,49	2,93
34,50	0,00	0,00	1376,49	1373,80	2,64
34,75	0,00	0,00	1373,80	1371,43	2,37
35,00	0,00	0,00	1371,43	1369,33	2,14
35,25	0,00	0,00	1369,33	1367,48	1,92
35,50	0,00	0,00	1367,48	1365,84	1,73
35,75	0,00	0,00	1365,84	1364,40	1,56
36,00	0,00	0,00	1364,40	1363,12	1,40
36,25	0,00	0,00	1363,12	1362,00	1,26
36,50	0,00	0,00	1362,00	1361,01	1,13
36,75	0,00	0,00	1361,01	1360,13	1,02
37,00	0,00	0,00	1360,13	1359,35	0,92
37,25	0,00	0,00	1359,35	1358,67	0,83
37,50	0,00	0,00	1358,67	1358,07	0,74
37,75	0,00	0,00	1358,07	1357,53	0,67
38,00	0,00	0,00	1357,53	1357,06	0,60
38,25	0,00	0,00	1357,06	1356,65	0,54
38,50	0,00	0,00	1356,65	1356,28	0,49
38,75	0,00	0,00	1356,28	1355,96	0,44
39,00	0,00	0,00	1355,96	1355,67	0,40
39,25	0,00	0,00	1355,67	1355,42	0,36
39,50	0,00	0,00	1355,42	1355,19	0,32
39,75	0,00	0,00	1355,19	1355,00	0,29
40,00	0,00	0,00	1355,00	1354,82	0,26
40,25	0,00	0,00	1354,82	1354,67	0,23
40,50	0,00	0,00	1354,67	1354,53	0,21
40,75	0,00	0,00	1354,53	1354,41	0,19

41,00	0,00	0,00	1354,41	1354,31	0,17
41,25	0,00	0,00	1354,31	1354,21	0,15
41,50	0,00	0,00	1354,21	1354,13	0,14
41,75	0,00	0,00	1354,13	1354,06	0,12
42,00	0,00	0,00	1354,06	1354,00	0,11
42,25	0,00	0,00	1354,00	1353,94	0,10
42,50	0,00	0,00	1353,94	1353,89	0,09

B03 . calcul du laminage pour differentes largeurs .

T(h)	Hydrogramme d'entré		Hydrogrammes de sortie						
	I	I1+I2	30	35	40	45	50	55	60
			Hd = 4,28	4.02	3,81	3,62	3,46	3,31	3.18
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
3,00	0,00	0,70	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
4,00	0,70	10,60	0,01	0,02	0,02	0,02	0,03	0,03	0,04
5,00	9,90	38,70	0,22	0,28	0,32	0,38	0,43	0,52	0,63
6,00	28,80	80,10	0,97	1,22	1,41	1,65	1,89	2,28	2,73
7,00	51,30	137,30	2,50	3,13	3,62	4,23	4,84	5,80	6,91
8,00	86,00	221,80	5,10	6,35	7,34	8,56	9,77	11,66	13,82
9,00	135,80	438,40	8,06	9,21	10,36	11,69	12,66	13,36	23,31
10,00	302,60	942,70	17,57	20,03	22,47	25,52	27,47	28,72	47,48
10,50	640,10	1490,80	44,05	49,84	55,56	63,75	67,74	69,21	108,18
10,75	850,70	1832,90	96,81	113,33	125,27	144,65	151,41	150,74	221,08
11,00	982,20	2003,00	190,85	222,71	252,29	273,79	297,09	322,05	327,00
11,25	1020,8	2002,90	291,26	338,12	377,02	406,87	436,10	467,28	485,19
11,50	982,10	1877,50	385,27	443,50	489,46	523,95	556,29	589,76	616,60
11,75	895,40	1671,30	462,46	526,42	575,13	610,06	641,95	673,72	703,14
12,00	775,90	1450,30	516,44	580,03	626,63	658,43	686,67	713,74	736,87
12,25	674,40	1269,40	547,31	605,68	645,22	673,85	697,23	717,89	730,69
12,50	595,00	1127,20	560,38	613,22	644,08	664,61	681,43	696,24	707,78
12,75	532,20	1011,00	575,69	602,02	627,89	642,76	654,18	663,65	668,54
13,00	478,80	914,00	552,57	584,96	603,51	613,41	620,28	625,38	625,00
13,25	435,20	834,00	538,34	562,55	574,72	580,46	583,65	585,34	581,08
13,50	398,80	766,40	520,41	537,35	544,20	546,58	546,93	546,03	539,09
13,75	367,60	708,50	500,34	511,01	513,55	513,28	511,50	508,70	500,04
14,00	340,90	657,90	479,21	484,58	483,73	481,41	478,08	473,92	464,26
14,25	317,00	613,40	457,72	458,70	455,23	451,36	446,94	441,83	431,69
14,50	296,40	573,70	436,37	433,77	428,33	423,30	418,13	412,40	402,15
14,75	277,30	537,90	415,49	410,00	403,12	397,24	391,60	385,48	375,36
15,00	260,60	507,00	395,27	387,48	379,57	373,10	367,18	360,85	351,04

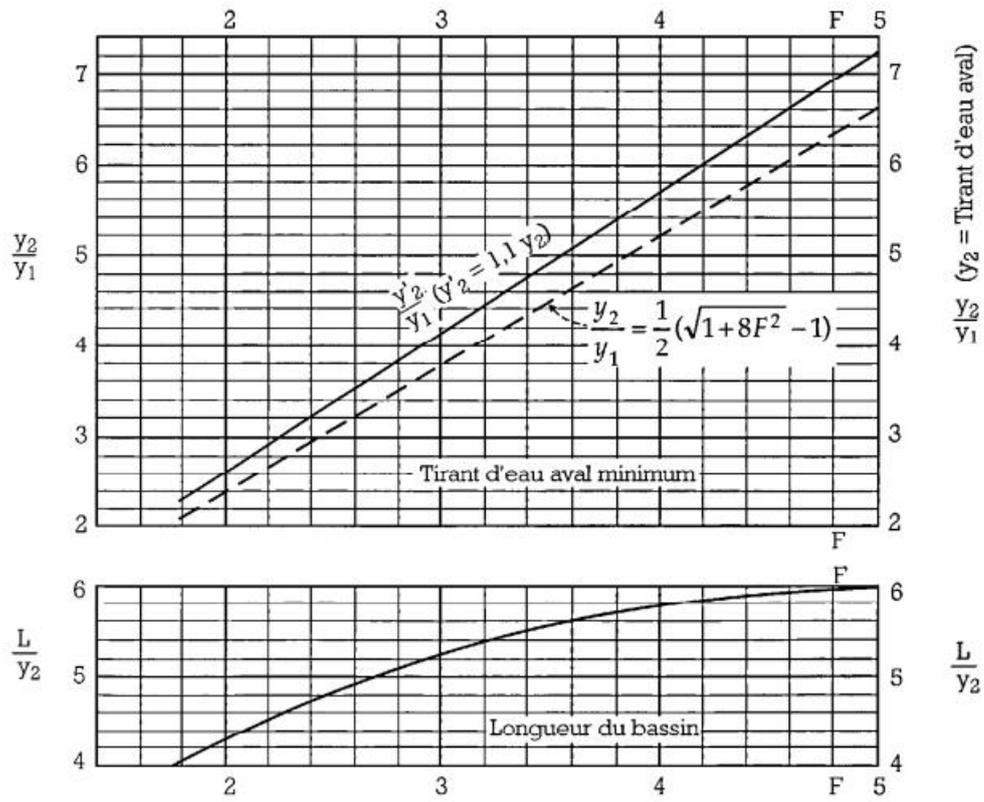
15,25	246,40	480,90	375,93	366,36	357,77	350,91	344,87	338,47	329,08
15,50	234,50	459,20	357,67	346,75	337,76	330,69	324,65	318,30	309,40
15,75	224,70	441,10	340,59	328,72	319,56	312,41	306,48	300,25	291,91
16,00	216,40	425,60	324,75	312,25	303,10	295,98	290,23	284,21	276,45
16,25	209,20	412,30	310,12	297,26	288,25	281,26	275,75	269,97	262,80
16,50	203,10	401,30	296,66	283,66	274,90	268,10	262,85	257,36	250,77
16,75	198,20	392,10	284,34	271,37	262,93	256,38	251,42	246,24	240,22
17,00	193,90	383,90	273,10	260,31	252,25	245,98	241,32	236,47	230,99
17,25	190,00	376,40	262,85	250,35	242,69	236,73	232,38	227,85	222,88
17,50	186,40	369,40	253,48	241,35	234,12	228,47	224,43	220,22	215,72
17,75	183,00	362,70	244,90	233,20	226,40	221,07	217,32	213,42	209,36
18,00	179,70	356,10	237,03	225,77	219,40	214,39	210,92	207,31	203,64
18,25	176,40	349,60	229,76	218,98	213,01	208,30	205,09	201,75	198,43
18,50	173,20	343,30	223,02	212,72	207,13	202,72	199,75	196,66	193,65
18,75	170,10	337,00	216,75	206,92	201,70	197,56	194,81	191,94	189,21
19,00	166,90	330,70	210,89	201,53	196,65	192,76	190,20	187,54	185,04
19,25	163,80	324,50	205,38	196,46	191,90	188,24	185,87	183,39	181,10
19,50	160,70	318,30	200,19	191,69	187,42	183,97	181,76	179,44	177,33
19,75	157,60	312,10	195,27	187,17	183,16	179,91	177,84	175,66	173,71
20,00	154,50	305,90	190,58	182,86	179,10	176,02	174,07	172,02	170,21
20,25	151,40	299,80	186,10	178,74	175,19	172,27	170,43	168,49	166,79
20,50	148,40	293,70	181,80	174,77	171,42	168,64	166,91	165,06	163,46
20,75	145,30	287,60	177,67	170,94	167,78	165,12	163,47	161,70	160,19
21,00	142,30	281,50	173,68	167,23	164,23	161,68	160,11	158,42	156,97
21,25	139,20	275,30	169,81	163,62	160,77	158,31	156,81	155,18	153,80
21,50	136,10	269,00	166,04	160,09	157,37	155,00	153,56	151,97	150,65
21,75	132,90	262,70	162,36	156,62	154,01	151,72	150,33	148,79	147,51
22,00	129,80	256,50	158,74	153,20	150,70	148,47	147,12	145,61	144,37
22,25	126,70	250,20	155,20	149,84	147,43	145,26	143,94	142,46	141,25
22,50	123,50	243,90	151,72	146,51	144,19	142,06	140,77	139,32	138,13
22,75	120,40	237,60	148,28	143,22	140,97	138,88	137,62	136,18	135,02
23,00	117,20	231,30	144,89	139,95	137,77	135,71	134,47	133,05	131,91
23,25	114,10	225,10	141,53	136,71	134,58	132,55	131,33	129,92	128,80
23,50	111,00	218,80	138,22	133,50	131,42	129,41	128,21	126,81	125,70
23,75	107,80	212,40	134,93	130,30	128,27	126,28	125,09	123,70	122,60
24,00	104,60	205,50	131,66	127,11	125,12	123,15	121,97	120,58	119,49
24,25	100,90	196,30	128,38	123,90	121,94	119,97	118,80	117,40	116,32
24,50	95,40	182,30	124,96	120,51	118,57	116,59	115,40	113,99	112,90
24,75	86,90	161,80	121,15	116,66	114,70	112,65	111,43	109,95	108,81
25,00	74,90	136,20	116,62	111,99	109,95	107,76	106,44	104,83	103,59
25,25	61,30	109,10	111,20	106,28	104,09	101,68	100,22	98,39	96,99
25,50	47,80	83,70	104,89	99,59	97,21	94,50	92,84	90,74	89,15
25,75	35,90	62,10	97,92	92,16	89,57	86,53	84,67	82,28	80,49
26,00	26,20	45,30	90,57	84,36	81,57	78,20	76,15	73,47	71,51

26,25	19,10	33,20	83,16	76,54	73,58	69,92	67,71	64,80	62,72
26,50	14,10	24,50	75,95	68,99	65,92	62,03	59,71	56,64	54,50
26,75	10,40	18,00	69,09	61,90	58,76	54,73	52,34	49,18	47,03
27,00	7,60	13,20	62,66	55,33	52,17	48,06	45,66	42,47	40,36
27,25	5,60	9,70	56,70	49,31	46,18	42,06	39,68	36,51	34,48
27,50	4,10	7,00	51,22	43,85	40,78	36,70	34,37	31,28	29,35
27,75	2,90	5,00	46,21	38,92	35,95	31,94	29,69	26,71	24,89
28,00	2,10	3,60	41,63	34,50	31,63	27,74	25,59	22,75	21,05
28,25	1,50	2,60	37,48	30,54	27,80	24,06	22,02	19,33	17,77
28,50	1,10	1,90	33,73	27,01	24,41	20,84	18,92	16,39	14,97
28,75	0,80	1,30	30,34	23,88	21,42	18,03	16,24	13,89	12,59
29,00	0,50	0,80	27,28	21,10	18,78	15,59	13,92	11,74	10,57
29,25	0,30	0,50	24,52	18,62	16,45	13,46	11,91	9,91	8,85
29,50	0,20	0,30	22,04	16,43	14,41	11,61	10,18	8,35	7,40
29,75	0,10	0,20	19,80	14,50	12,61	10,01	8,70	7,03	6,18
30,00	0,10	0,20	17,79	12,79	11,04	8,63	7,43	5,92	5,16
30,25	0,10	0,10	16,00	11,28	9,67	7,44	6,35	4,98	4,31
30,50	0,00	0,00	14,38	9,95	8,46	6,41	5,42	4,19	3,60
30,75	0,00	0,00	12,92	8,78	7,40	5,52	4,62	3,52	2,99
31,00	0,00	0,00	11,61	7,74	6,48	4,75	3,94	2,95	2,49
31,25	0,00	0,00	10,44	6,83	5,67	4,09	3,36	2,48	2,08
31,50	0,00	0,00	9,39	6,02	4,96	3,53	2,87	2,08	1,73
31,75	0,00	0,00	8,44	5,31	4,35	3,04	2,45	1,75	1,44
32,00	0,00	0,00	7,59	4,69	3,81	2,62	2,09	1,47	1,20
32,25	0,00	0,00	6,83	4,14	3,33	2,25	1,78	1,23	1,00
32,50	0,00	0,00	6,14	3,65	2,92	1,94	1,52	1,04	0,83
32,75	0,00	0,00	5,52	3,22	2,56	1,67	1,30	0,87	0,69
33,00	0,00	0,00	4,97	2,84	2,24	1,44	1,11	0,73	0,58
33,25	0,00	0,00	4,47	2,51	1,96	1,24	0,95	0,61	0,48
33,50	0,00	0,00	4,02	2,22	1,72	1,07	0,81	0,52	0,40
33,75	0,00	0,00	3,62	1,96	1,50	0,92	0,69	0,43	0,33
34,00	0,00	0,00	3,26	1,73	1,32	0,80	0,59	0,36	0,28
34,25	0,00	0,00	2,93	1,52	1,15	0,69	0,50	0,31	0,23
34,50	0,00	0,00	2,64	1,35	1,01	0,59	0,43	0,26	0,19
34,75	0,00	0,00	2,37	1,19	0,89	0,51	0,37	0,22	0,16
35,00	0,00	0,00	2,14	1,05	0,78	0,44	0,31	0,18	0,13
35,25	0,00	0,00	1,92	0,93	0,68	0,38	0,27	0,15	0,11
35,50	0,00	0,00	1,73	0,82	0,60	0,33	0,23	0,13	0,09
35,75	0,00	0,00	1,56	0,72	0,52	0,28	0,19	0,11	0,08
36,00	0,00	0,00	1,40	0,64	0,46	0,24	0,17	0,09	0,06
36,25	0,00	0,00	1,26	0,56	0,40	0,21	0,14	0,08	0,05
36,50	0,00	0,00	1,13	0,50	0,35	0,18	0,12	0,06	0,04
36,75	0,00	0,00	1,02	0,44	0,31	0,15	0,10	0,05	0,04
37,00	0,00	0,00	0,92	0,39	0,27	0,13	0,09	0,04	0,03

37,25	0,00	0,00	0,83	0,34	0,24	0,12	0,08	0,04	0,03
37,50	0,00	0,00	0,74	0,30	0,21	0,10	0,06	0,03	0,02
37,75	0,00	0,00	0,67	0,27	0,18	0,09	0,05	0,03	0,02
38,00	0,00	0,00	0,60	0,24	0,16	0,07	0,05	0,02	0,01
38,25	0,00	0,00	0,54	0,21	0,14	0,06	0,04	0,02	0,01
38,50	0,00	0,00	0,49	0,18	0,12	0,05	0,03	0,02	0,01
38,75	0,00	0,00	0,44	0,16	0,11	0,05	0,03	0,01	0,01
39,00	0,00	0,00	0,40	0,14	0,09	0,04	0,02	0,01	0,01
39,25	0,00	0,00	0,36	0,13	0,08	0,04	0,02	0,01	0,01
39,50	0,00	0,00	0,32	0,11	0,07	0,03	0,02	0,01	0,01
39,75	0,00	0,00	0,29	0,10	0,06	0,03	0,02	0,01	0,00
40,00	0,00	0,00	0,26	0,09	0,06	0,02	0,01	0,01	0,00
40,25	0,00	0,00	0,23	0,08	0,05	0,02	0,01	0,00	0,00
40,50	0,00	0,00	0,21	0,07	0,04	0,02	0,01	0,00	0,00
40,75	0,00	0,00	0,19	0,06	0,04	0,01	0,01	0,00	0,00
41,00	0,00	0,00	0,17	0,05	0,03	0,01	0,01	0,00	0,00
41,25	0,00	0,00	0,15	0,05	0,03	0,01	0,01	0,00	0,00
41,50	0,00	0,00	0,14	0,04	0,02	0,01	0,01	0,00	0,00
41,75	0,00	0,00	0,12	0,04	0,02	0,01	0,00	0,00	0,00
42,00	0,00	0,00	0,11	0,03	0,02	0,01	0,00	0,00	0,00
42,25	0,00	0,00	0,10	0,03	0,02	0,01	0,00	0,00	0,00
42,50	0,00	0,00	0,09	0,03	0,01	0,01	0,00	0,00	0,00

ANNEXE C :

C1



C2

