

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

NATIONAL HIGHER SCHOOL
FOR HYDRAULICS

"The MujahidAbdellah ARBAOUI"



المدرسة الوطنية العليا للري
"المجاهد عبد الله عرباوي"

ⵎⵓⵔⵉⵏⵉ ⵙⵉⵎⵓⵔⵉ ⵙⵉⵎⵓⵔⵉ ⵙⵉⵎⵓⵔⵉ ⵙⵉⵎⵓⵔⵉ

MEMOIRE DE FIN D'ÉTUDE

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

Option : OUVRAGES HYDROTECHNIQUES

THEME :

**ETUDE DE CONCEPTION DES OUVRAGES ANNEXES
DU BARRAGE ZAOUIA SUR L'OUED DE STITA
(W. TIZI OUZOU)**

Présenté par :

BEKKA Mohamed

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
BENLAOUAKLI Bachir	M.C.A	Président
ZAIBAK Issam	M.A.A	Examineur
BENSALAH Mohamed Draid	M.C.B	Examineur
BOUKHELIFA Mustapha	M.C.B	Promoteur

Session Novembre 2020

Table des matières

Introduction générale.....	1
Chapitre I Synthèse de l'étude de faisabilité et présentation de la zone d'étude.....	2
Introduction	2
I.1 Situation géographique	2
I.2 Situation topographique.....	2
I.3 L'étude géologique et géotechnique	3
I.3.1 Le but de l'étude	3
I.3.2 Géologie du site	3
I.3.3 Tectonique de la région.....	5
I.3.4 Sismicité.....	5
I.3.5 Reconnaissances réalisées.....	7
I.4 Hydrogéologie.....	12
I.4.1 Description des nappes	12
I.4.2 Nappe des alluvions	13
I.4.3 Nappe des versants.....	14
Conclusion.....	14
Chapitre II Etude hydrologique.....	15
Introduction	15
II.1 Descriptions de bassin versant.....	15
II.2 Caractéristiques du bassin versant	16
II.2.1 Paramètres géométriques	16
II.2.2 Paramètres de forme	16
II.2.2.1 Indice de compacité de « Gravius » K_c	16
II.2.2.2 Coefficient d'allongement.....	17
II.2.2.3 Rectangle équivalent.....	17
II.2.3 Paramètres du relief	18
II.2.3.1 Courbe hypsométrique.....	19
II.2.3.3 Pente moyenne du bassin versant I_{mBv}	20
II.2.3.2 Indice de pente globale I_g	21
II.2.3.3 Indice de pente moyenne I_m	21
II.2.3.4 Indice de pente de roche	21
II.2.3.5 Dénivelée spécifique D_s	22
II.2.4 Paramètres hydraulique	22
II.2.4.1 Réseau hydraulique.....	22

II.2.4.2 Cours d'eau principale.....	24
II.2.4.3 Densité de drainage D_d	24
II.2.4.4 Densité hydrographique F	25
II.2.4.5 Coefficient de torrencialité C_t	25
II.2.4.6 Coefficient de sinuosité K_s	25
II.2.4.7 Temps de concentration du bassin versant T_c	25
II.2.4.8 La vitesse de ruissellement V_R	26
II.3 Caractéristiques climatologiques	27
II.3.1 Température.....	27
II.3.2 Evaporation.....	28
II.3.3 Le Vent	29
II.3.3 Pluviométrie	29
II.4 Etude des precipitation.....	30
II.4.1 Ajustement des pluies maximales journalières.....	30
II.4.1.1 Ajustement à la loi GEV (Jenkeninson,1955)	31
II.4.1.2 Ajustement à la loi de GUMBEL(Gumbel,1958).....	32
II.4.1.3 Ajustement à la loi Log Normal	33
II.4.2 Pluie De courte durée	34
II.5 Etudes des apports	36
II.5.1 Etudes des apports liquide	36
II.5.1.1 Apports moyens interannuels	36
II.5.1.2 Caractéristiques de l'écoulement.....	38
II.5.1.3 Apport fréquentiels	39
II.5.2 Apports solides et estimation du volume mort	41
II.6 Etude des crues	43
II.6.1 Evaluation des débits maximums des crues.....	43
II.6.1.1 La formule de GRADEX.....	43
II.6.1.2 La formule de ANRH	45
II.6.2 Hydrogramme de crue	46
II.6.3 Choix de la crue de projet.....	48
II.7 Régularisation des débits	49
II.7.1 Courbes caractéristiques de la retenue.....	49
II.7.2 Calcul du volume utile.....	52
II.7.2.1 Calcul de V_U sans tenir compte les pertes en évaporation et en infiltration.....	53
II.7.2.2 Calcul de V_U compte tenu les pertes en évaporation et en infiltration.....	53
II.8 Laminage de crue	57
II.8.1 Hypothèses de la méthode	57

II.8.2 Principe de la méthode	58
II.8.3 Calcul du débit de sortie	60
II.9 Étude d'optimisation.....	64
II.9.1 Calcul de la revanche.....	65
II.9.2 Tassement de la digue et fondations.....	65
II.9.3 Largeur en crête	65
II.9.4 Calcul des coûts	66
II.9.4.1 coût de la digue.....	66
II.9.4.2 Coût de l'évacuateur de crue	68
II.9.4.3 Vérification avec la crue dix millénale.....	73
Conclusion.....	75
Chapitre III Etude de variante de l'évacuateur de crue.	76
Introduction	76
III.1 Choix des variantes de l'évacuateur	76
III.1.1 Choix de type d'évacuateur de crue	76
III.1.2 Choix de la rive :	77
III.2 Évacuateur de crue lateral à entonnement laterla	78
III.2.1 Canal d'approche.....	78
III.2.2 Profil de déversoir	79
III.2.3 Auge de réception.....	82
III.2.4 Coursier	85
III.2.5 Bassin de dissipation	91
III.3 Évacuateur de crue lateral à entonnement frontal avec labyrenthe	93
III.3.1 Canal d'approche.....	93
III.3.2 Dimensionnement du déversoir labyrinthe.....	93
III.3.3 Chenal d'écoulement.....	95
III.3.4 Coursier	95
III.3.5 Bassin de dissipation	98
III.4 Etude comparaison entre les deux variantes pour le choix de la variante finale	99
Conclusion.....	99
Chapitre IV Etude de stabilité et ferrailage de déversoir.	100
Introduction	100
IV.1 Etude de stabilité	100
IV.1.1 Stabilité de déversoir.....	100
IV.1.1.1 Etude des infiltrations (Mihoubi,2000)	100
IV.1.1.2 Forces agissants sur le déversoir	102
IV.1.1.3 Stabilité au glissement	103

IV.1.1.4 Stabilité au renversement	103
IV.1.1.5 Stabilité au poinçonnement	103
IV.1.2 Stabilité de coursier	104
IV.1.2.1 Pré dimensionnement	104
IV.1.2.2 Forces agissants sur le déversoir	105
IV.1.2.3 Stabilité au glissement	106
IV.1.2.4 Stabilité au renversement	106
IV.1.2.5 Stabilité au poinçonnement	106
IV.2 Calcul de ferrailage	107
IV.2.1 Ferrailage de déversoir	107
IV.2.1.1 Ferrailage de rideau de déversoir	107
IV.2.1.1 Ferrailage de semelle de déversoir	108
IV.2.2 Ferrailage de coursier	109
IV.2.2.1 Ferrailage de rideau de coursier	109
IV.2.2.2 Ferrailage de semelle de coursier	110
Conclusion	111
Chapitre V Etude de la dérivation provisoire, vidange du fond et la prise d'eau	112
Introduction	112
V.1 La dérivation provisoire	112
V.1.1 Type d'ouvrage de dérivation provisoire	112
V.1.2 Choix de la crue de dimensionnement	112
V.1.3 Succession des travaux	113
V.1.4 Calcul de section de la galerie de dérivation	113
V.1.5 Construction des batardeaux	115
V.1.5.1 Batardeau amont	115
V.1.5.2 Batardeau aval	117
V.2 Vidange de fond	117
V.2.1 Type de vidange de fond	118
V.2.2 Choix de type d'ouvrage vidange de fond	118
V.2.3 Calcul hydraulique de la conduite de vidange	118
V.3 Prise d'eau	119
V.3.1 Type de prise	120
V.3.2 Le choix de la tour de prise et l'emplacement	120
V.3.3 Dimensionnement de la prise d'eau	121
Conclusion	121
Chapitre VI Organisation de chantier et estimation quantitative et financières du projet	122

Introduction	122
VI.1 Installation du chantier	122
VI.1.1 Installations destinées au personnel	122
VI.1.2 Installation pour le stockage des matériaux	122
VI.1.3 Installations pour la préfabrication.....	122
VI.2 Les moyens de chantier	123
VI.2.1 Moyens matériels	123
VI.2.2 Moyens humains	123
VI.3 Planification des travaux	124
VI.3.1 Procédures de planification.....	124
VI.3.2 Composition du projet.....	125
VI.3.3Planification avec réseau à nœud	125
VI.3.4 Planification avec la méthode de Gantt (méthodes des barres).....	126
VI.4 Cout des ouvrages annexes	126
Conclusion	127
Conclusion générale	128

Liste des Tableaux

Tableau I.1: Coefficients d'accélération.	6
Tableau I.2: Formation géologiques mises en évidence par les sondages carottés(ANBT) .8	
Tableau I.3: les résultats des essais lugent (ANBT).	9
Tableau I.4: Les résultats des essais physiques (ANBT).	10
Tableau I.5: Les résultats des essais mécaniques et chimiques(ANBT).	11
Tableau I.6: Le niveau d'eau de la nappe des alluvions (ANBT).	13
Tableau I.7: La déférence de niveau de la nappe à partir du sondage S1(ANBT).	13
Tableau I.8: Le niveau de la nappe des versants(ANBT).	14
Tableau I.9: La déférence de niveau de la nappe à partir du sondage S3(ANBT).	14
Tableau II.1 : Classification de bassin selon l'indice de Gravius 17	17
Tableau II.2 : Surfaces partielles et cumulées du bassin versant par tranche d'altitude... 19	19
Tableau II.3: Récapitulatif des hauteurs significatives.	20
Tableau II.4 : Courbes des niveaux et leurs longueurs.	21
Tableau II.5: Détermination de la pente des roches.	21
Tableau II.6: Classification de L'O.R.S.T.O.M (type de relief).	22
Tableau II.7 : L'ordre des cours d'eau, le nombre et leurs longueurs.	23
Tableau II.8 : Récapitulatif du temps de concentration.	26
Tableau II.9: Récapitulatif des caractéristiques du bassin versant.	27
Tableau II.10: Les Températures moyennes de chaque mois à la zone d'étude. (ANRH) 27	
Tableau II.11 : La répartition de l'évaporation (ANRH).	28
Tableau II.12 : Vitesse moyenne de vent (ANRH).	29
Tableau II.13 : Référence et coordonnées de la station pluviométrique.	29
Tableau II.14: Répartition des pluies moyennes mensuelle (ANRH).	29
Tableau II.15: Précipitation journalière maximale (ANRH).	30
Tableau II.16: Caractéristiques du sérié.	30
Tableau II.17: Résultat de l'ajustement à la loi GEV.	31
Tableau II.18: Résultat de l'ajustement à la loi de GUMBEL.	32
Tableau II.19: Résultat de l'ajustement à la loi Log Normal.	33
Tableau II.20: Répartition mensuelle de l'apport moyen dans les stations et calculé du site. 36	
Tableau II.21: Récapitulatif de l'apport moyenne.	37
Tableau II.22: Répartition des apports moyens mensuels de Zaouia.	38
Tableau II.23: Récapitulatif des résultats des coefficients des variations.	40
Tableau II.24: Apports fréquentiels.	41
Tableau II.25: Apport mensuelle de fréquence 80%.	41
Tableau II.26: Débits de pointe par la méthode du Gradex.	45
Tableau II.27: Débits maximaux fréquentiels.	45
Tableau II.28: Coefficients de forme de l'hydrogramme de crue δ . (Touaibia,2004).	46
Tableau II.29: Valeurs des débits de crues en fonction du temps.	47
Tableau II.30: Recommandation du comité National Australien des grands barrages pour le calcul de la crue de projet.	48
Tableau II.31: Choix de la crue de projet.	49
Tableau II.32: Courbes topographique et volumique.	50
Tableau II.33: Besoins mensuels de Z aouia.	52

Tableau II.34: Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Hm ³).....	53
Tableau II.35: Calcul des pertes en évaporation et en infiltration.....	54
Tableau II.36: Régularisation saisonnière compte tenu des pertes.....	54
Tableau II.37 : Calcul des pertes en évaporation et en infiltration pour la deuxième itération. ..	55
Tableau II.38: Régularisation saisonnière compte tenu les pertes en évaporation et en infiltration (deuxième itération).	55
Tableau II.39 : Valeurs de h et les plages de variation en période de crue.....	60
Tableau II.40: Calcul de la courbe caractéristique du barrage.	61
Tableau II.41: Calcul pour l'hydrogramme de sortie.	62
Tableau II.42: Récapitulatif des résultats de la méthode de Muskingum.....	64
Tableau II.43: Récapitulatif du calcul de la revanche.	65
Tableau II.44: Résultats de calcul de la largeur en crête.	66
Tableau II.45: Exemple pour le calcul de volume de la digue pour un b=25m.....	67
Tableau II.46: Cout de la digue.	67
Tableau II.47: Résultats de calculs du coût du déversoir pour différentes largeurs.	69
Tableau II.48: Coût du canal d'approche pour différents b.	69
Tableau II.49: Récapitulatif des coûts du coursier pour différentes largeurs.	71
Tableau II.50: Coût total du barrage pour différents b.	72
Tableau II.51 : Tableau récapitulatif de l'étude de la régularisation et du laminage.	74
Tableau III.1: Calcul pour la partie amont de profil de déversoir.	80
Tableau III.2 : Calcul de la partie aval de profil de déversoir	81
Tableau III.3 : Calcul des coordonnées de profil de déversoir et de la ligne d'eau.	81
Tableau III.4 : Exemple pour la procédure de calcul de la méthode USBR II.....	84
Tableau III.5 : Récapitulatif de résultats de la ligne d'eau dans l'auge de réception.....	85
Tableau III.6 : Résultats de calcul de ligne d'eau par l'intégration indirect 1 ^{er} variante....	88
Tableau III.7 : Hauteur des murs bajoyers 1 ^{er} variante.	89
Tableau III.8 : Vérification de phénomène d'aération 1 ^{er} variante.....	90
Tableau III.9 : Type de ressaut hydraulique en fonction de nombre de Froude (Durand et al,1999).....	91
Tableau III.10 : Les dimensions de blocs de chute et de seuil terminal.	92
Tableau III.11 : Résultats de calcul de ligne d'eau par l'intégration indirect 2 ^{ème} variante.	96
Tableau III.12 : Hauteur des murs bajoyers.	97
Tableau III.13 : Vérification de phénomène d'aération 2 ^{ème} variante.	97
Tableau III.14 : Les dimensions de blocs de chute et de seuil terminal.	98
Tableau IV.1 : Résultats de pré dimensionnement :	100
Tableau IV.2 : Calcul des sous pressions et les épaisseurs.....	101
Tableau IV.3: Calcul des forces agissants sur le déversoir.....	102
Tableau IV.4: Distances d'applications des forces par rapport les points A et G.....	103
Tableau IV.5 : Calcul des forces agissants sur le coursier.....	105
Tableau IV.6 : Distances d'applications des forces par rapport les points A et G "coursier" ..	106
Tableau I.V7 : Ferrailage de rideau de déversoir.....	108
Tableau IV.8 : Ferrailage de semelle de déversoir.	109
Tableau IV.9 : Ferrailage de rideau de déversoir.....	109
Tableau IV.10 : Ferrailage de semelle de déversoir.	111
Tableau V.1 : Calcul de débit évacuer par le canal pour défient b et h.	114
Tableau V.2: Résultats de laminage.....	115

Tableau V.3: Pentas des talus en fonction de la hauteur et du type de la digue (Rolleyet al, 1977).....	116
Tableau V.4 : Temps de vidage et le débit pour chaque diamètre.	119
Tableau VI.1: Décomposition du projet en opérations.	125
Tableau VI.2: Les paramètres du réseau à nœud.	125
Tableau VI.3: Devis estimatif des ouvrages annexes.	127

Liste des Figures

Figure I.1: Emplacement de site du barrage Zaouïa.....	2
Figure I.2 : Géologie de la zone d'étude.	3
Figure I.3 : Carte de zonage sismique de territoire nationale selon R.P.A 99 modifié en2003.	6
Figure I.4 : Déroulement des études géotechniques (techniques des petits barrages en Afrique).	7
Figure II.1: Délimitation de bassin versant.	15
Figure II.2: Le profil en long de talweg principal.	16
Figure II.3 : Carte représente les différentes hauteurs dans le bassin versant.	18
Figure II.4 : Carte des courbes des niveaux.	19
Figure II.5: La courbe hypsométrique du bassin versant d'oued STITA.....	20
Figure II.6: Carte des pentes.	20
Figure II.7 : Carte de réseau hydraulique avec les l'ordre des cours d'eau.	23
Figure II.8: Profil en long de cours d'eau principale de l'oued de STITA.	24
Figure II.9: Les Températures moyennes de chaque mois à la zone d'étude.	28
Figure II.10: L'évaporation mensuelle.....	28
Figure II.11: Répartition des pluies moyennes mensuelle.	29
Figure II.12: Représentation graphique à la loi GEV.	32
Figure II.13: Représentation graphique à la loi GUMBEL.....	33
Figure II.14: Représentation graphique à la loi Log Normal.	34
Figure II.15: pluies de courtes durées.	35
Figure II.16: Intensité –Durée –Fréquence.	35
Figure II.17: apports moyens mensuels de Zaouia.	38
Figure II.18: Répartition mensuelle de l'apport moyen interannuel de fréquence 80 %...	41
Figure II.19: Hydrogrammes des crues probables en fonction du temps.....	47
Figure II.20: Courbe capacité hauteur.	51
Figure II.21: Courbe volumétrique.	51
Figure II.22: Courbe surface –hauteur.	51
Figure II.23 : Représentation du réservoir dans le bassin versant.	56
Figure II.24: Laminage à travers un barrage.....	59
Figure II.25 : Courbe surface-hauteur au-dessus du NNR.....	61
Figure II.26: Courbe caractéristique du barrage.	62
Figure II.27: Laminage pour b=25m.....	63
Figure II.28: Hydrogrammes d'entre et de sortie.....	64
Figure II.29: Le Coût global de barrage.....	72
Figure II.30: laminage de la crue dix millénaire avec b=25m.	73
Figure II.31: Les différents niveaux de barrage.	74
Figure III.1 : Comparaison entre des évacuateurs de crue (Nettari et al,1996).	77

Figure III.2 : Description de l'évacuateur de crue latéral à entonnement latérale.....	78
Figure III.4 : Abaques de calcul profil WES(Murphy,1973).....	80
Figure III.5: profil de déversoir de type WES avec la ligne d'eau.	82
Figure III.6: Vu en plan de l'auge de réception qui est divisé en cinq tranches.....	82
Figure III.7 : La ligne d'eau dans l'auge de réception.....	85
Figure III.8 : L'influence de la force centrifuge sur la ligne d'eau. (Khatsuria,2005)	86
Figure III.9 : Représentation de la ligne d'eau dans le coursier 1 ^{er} variante.....	89
Figure III.10 : Murs bajoyers de coursier 1 ^{er} variante.	90
Figure III.11 : Le ressaut oscillant (Khatsuria,2005).....	92
Figure III.12: Schéma explicatif de labyrinthe(Ladreyt,2005).....	93
Figure III. 13 : abaque pour le dimensionnement déversoir labyrinthe trapézoïdale en plan ($w_p > 2$) (Hay and Taylor 1970).	94
Figure III.14 : Ligne d'eau et les murs bajoyers dans le coursier 2 ^{ème} variante.....	97
Figure III.15 : Ressaut stable(Khatsuria,2005).....	98
Figure IV.1 : Pré dimensionnement de déversoir.....	101
Figure IV.2 : Epure des sous pressions dynamiques.....	102
Figure IV.4 : Facteurs de capacité portante d'après Terzaghi.	104
Figure IV.5 : Schémas des forces agissants sur le coursier.....	105
Figure IV.6 : Calcul de ferrailage de rideau de déversoir.....	107
Figure IV.8: Diagramme de contrainte.	110
Figure V.1: Courbe de tarage du canal.....	114

Liste des Annexes

Annexe I.1: Carte géologique de la région Dellys Tizi Ouzou	I
Annexe II.1 : Pluies courts durée.	II
Annexe II.2 : Laminage de crue avec différents b.....	III
Annexe III.1: Vitesses admissible en fonction du type de sol.	VIII
Annexe III.2 : Calcul de la ligne d'eau par la méthode USBRII.	IX
Annexe III.3: Bassin de dissipation type USBRI.....	X
Annexe III.4: Bassin de dissipation type USBR III.	XI

Liste des Planches

- Planche N 01 :** Plan d'aménagement du barrage.
- Planche N 02 :** Coupes types et Profil en long de l'évacuateur de crue.
- Planche N 03 :** Plan guide génie civil de la tour de prise.
- Planche N 04 :** Coupes types et Profil en long de la vidange de fond.
- Planche N 05 :** Plan des ouvrages de dérivation.
- Planche N 06 :** Plan du réseau et le diagramme de Gantt.
- Planche N 07 :** Coupe géologique de l'axe du barrage.

ملخص

عند بناء السد، يجب التخطيط للهياكل الملحقة من أجل استغلال السد و حمايته يساهم مشروع نهاية الدراسة لدينا في تحديد حجم الهياكل الملحقة بسد الزاوية على وادي ستيتا بولاية تيزي وزو ، وقد تم تحديد حجم هذه الهياكل بناءً على الدراسة الطبوغرافية والجيولوجية للموقع ، وكذلك الدراسة الهيدرولوجية للحوض المائي . يتيح لنا ذلك دراسة سيناريوهات التصاميم من أجل اختيار الأفضل من الناحية التقنية والاقتصادية

تمت دراسة نوعين مختلفين من مجرى تصريف المياه ثم اخترنا المتغير الجانبي مع مسار التحويل الجانبي. تم توقع التحويل المؤقت من خلال السد وبرج سحب مدمج في جسم السد

Résumé

Lors de la réalisation d'un barrage, il faut projeter des ouvrages annexes pour la protection et l'exploitation de barrage. Notre projet de fin d'étude contribue au dimensionnement des ouvrages annexes du barrage ZAOUIA sur l'oued de STITA la wilaya de Tizi Ouzou, le dimensionnement de ces ouvrages été basé sur les conditions topographiques et géologiques de site, ainsi l'hydrologie du bassin versant. Cela nous permet de proposer des scénarios comprenons plusieurs variantes afin de choisir la bonne projection en fonction de l'étude technico-économique.

Deux variantes de l'évacuateur ont été étudiées puis nous avons opté pour la variante de latérale à entonnement latéral. La dérivation provisoire a été projeté à travers la digue et une tour de prise intégré dans le corps du barrage.

Abstract

When building a dam, ancillary structures must be planned for the protection and operation of the dam. Our end-of-study project contributes to the sizing of the ancillary structures of the ZAOUIA dam on the wadi of STITA the wilaya of Tizi Ouzou, the sizing of these structures was based on the topographical and geological conditions of the site, as well as the hydrology of the basin. pouring. This allows us to propose scenarios that include several variants in order to choose the right projection according to the technico-economic study.

Two variants of the spillway were studied and then we opted for the lateral variant with lateral funneling. The temporary diversion was projected through the dike and an intake tower integrated into the body of the dam.

Introduction générale

L'existence de l'être humain et le développement de sa civilisation au fil de temps ont toujours été liés à l'existence de l'eau, à son abondance et à sa qualité.

La pénurie de l'eau augmente de jour à l'autre, en parallèle nous constatons une demande croissante cette ressource, cette forte demande est due à la croissance démographique à laquelle le monde est témoin.

Selon les prévisions et les statistiques démographiques des Nations Unies la population mondiale devrait atteindre 11.2 milliards habitants au 2100, l'Algérie aussi est concerné par cette croissance et selon les statistiques la population du pays arrivera 55 millions d'habitants avant l'année 2100.

Cette croissance démographique implique une augmentation de la demande en eau qui nécessite une action rapide des autorités concernées afin de répondre aux besoins de la population, parmi les stratégies le gouvernement compte passer à 139 barrages en Algérie d'ici 2030, et ce faisant atteindre une capacité de stockage de près de 12 milliards de mètres cubes sur l'ensemble du pays.

La wilaya de Tizi Ouzou a bénéficié de certains nombres de projets de réalisation d'aménagements hydrauliques, parmi lesquels le barrage de Zaouïa sur l'oued de Stita, qui est destiné à l'approvisionnement en eau pour l'AEP, l'industrie et l'irrigation de certaines surfaces agricoles de la région.

L'exploitation d'un barrage nécessite des différentes ouvrages annexes qui doivent être projetés dans le corps ou bien loin de la digue, l'objectif de ce travail est d'étudier les différentes variantes des ouvrages annexes adéquates (évacuateur de crue, prise d'eau et vidange de fond), L'ouvrage annexe le plus important est l'évacuateur de crues, car il assure la protection du barrage contre les crues et fournit la continuité du cours d'eau en cas de remplissage de la retenue, sans faire de dégâts, on dimensionne ainsi la conduite de prise d'eau et vidange de fond. Tout on choisit les variantes qui représenteront les meilleures solutions de point de vue technique et économique.

Ce travail comprend l'étude de conception des ouvrages annexes du barrage Zaouïa sur l'oued de Stita (Tizi Ouzou), nous commençons par une synthèse de l'étude de faisabilité et présentation de la zone d'étude, le premier chapitre c'est de l'étude topographique, géologique et géotechnique pour la détermination des caractéristiques de site pour avoir la décision de choisir l'axe du barrage et délimiter la zone d'empreinte, le deuxième chapitre c'est de l'étude hydrologique du bassin versant pour déterminer les caractéristiques hydrologique, notamment le volume utile, les débits de crues pour les différentes périodes de retour, le débit de dimensionnement pour sortir avec une largeur optimale du déversoir. Le chapitre suivant on fait une étude détaillée pour deux variantes d'évacuateur de crue et on choisit la meilleure en terme technique et de l'économie. Après avoir choisi la variante optimale, nous consacrons un chapitre pour l'étude détaillée de cette variante. Ensuite on fait le dimensionnement les ouvrages de dérivation et la conduite de prise d'eau et vidange de fond. Enfin on termine par une étude d'organisation des travaux de chantier et un devis quantitatif et estimatif de projet.

Chapitre I Synthèse de l'étude de faisabilité et présentation de la zone d'étude.

Introduction

Le barrage de Zaouïa situé à l'Est de la wilaya de Tizi Ouzou est destiné pour l'irrigation des terres limitrophes mais également à l'AEP des zones habitées proches de la zone d'aménagement.

I.1 Situation géographique

Le barrage est sur l'oued de Stita l'affluent de l'oued de Sébaou dans la wilaya de Tizi Ouzou, le site situé à 5 km de centre-ville de Tizi Ouzou, l'accès dans la zone du projet est facile : de Tizi Ouzou prendre la RN 12 vers l'Est sur 2 Km, puis prendre la RN 72 vers le Nord.

Les Coordonnées en U.T.M de l'axe de la digue sont définis par :

X=595277

Y= 4067897

Z= 65 m NGA

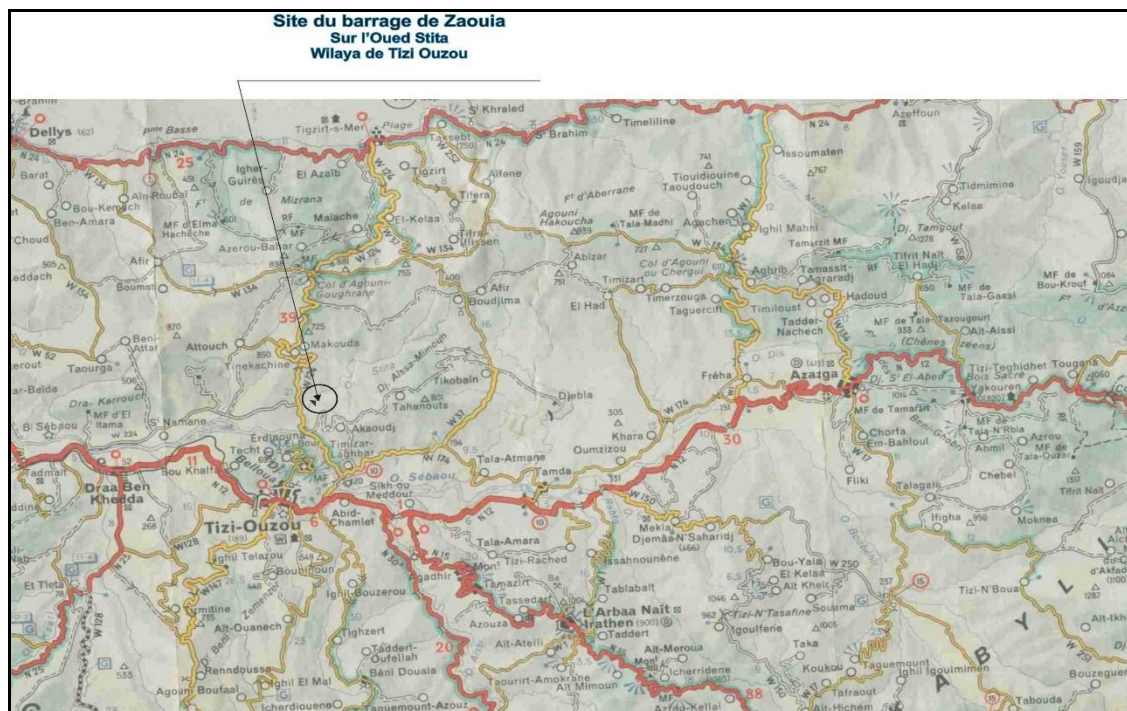


Figure I.1: Emplacement de site du barrage Zaouïa

I.2 Situation topographique

La zone proposée pour la réalisation du barrage est une zone de gorge, d'environ 500 m de longueur, avec des versants escarpés, boisés. En amont de la gorge, la vallée de l'Oued Stita s'ouvre rapidement, formant une cuvette large, avec une couche alluvionnaire importante et fréquents phénomènes d'érosion.

Dans le site du barrage, la cote au niveau du radier est de 65 m NGA. Les altitudes des collines qui dominent la cuvette de la retenue varient de 200 m à 700 m NGA

I.3 L'étude géologique et géotechnique

I.3.1 Le but de l'étude

Pour valider le choix d'un site, on doit vérifier un certain nombre de critères d'ordre géotechnique et géologique, préalablement à l'établissement du projet proprement dit. Le contenu des études à mener varie selon la nature des problèmes rencontrés, mais il devra permettre de se prononcer sur l'étanchéité tant au niveau de la cuvette que des fondations, sur la qualité mécanique de celle-ci et sur la disponibilité en matériaux de construction : terre pour les remblais, Eau pour le compactage, enrochements pour les perrés, les gabions et les maçonneries, sable et graviers pour les bétons.

I.3.2 Géologie du site

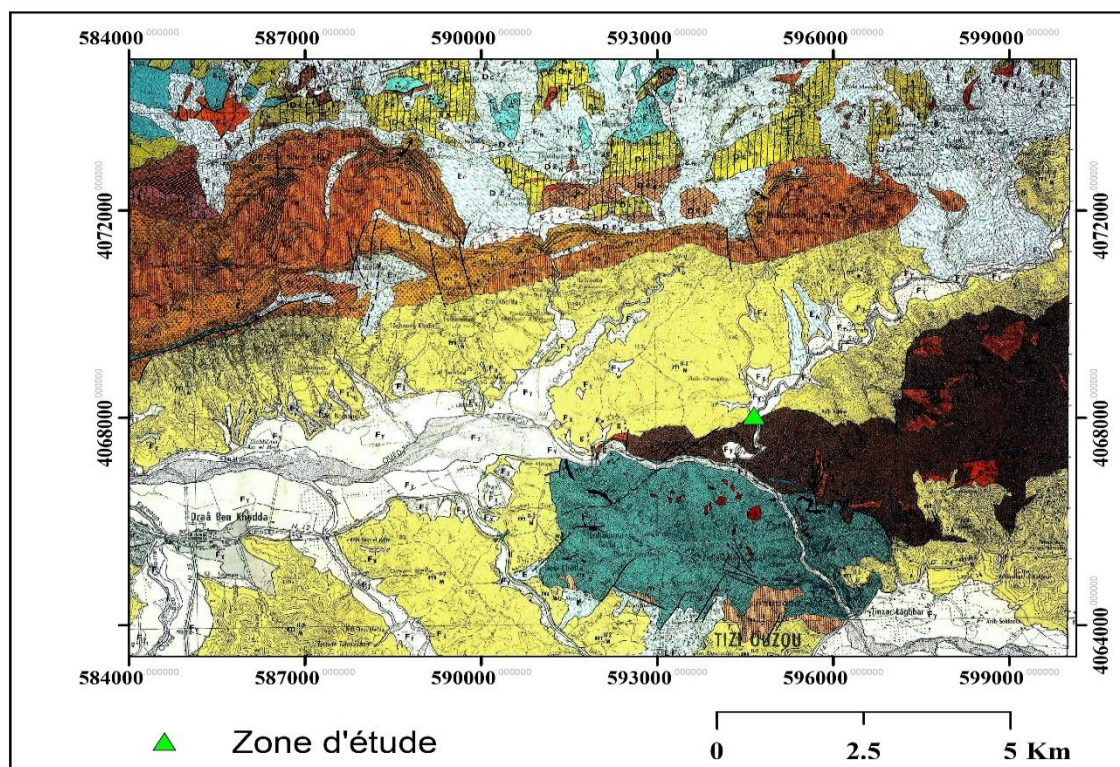


Figure I.2 : Géologie de la zone d'étude.

Les sites de la retenue et du barrage de Zaouïa sont situés entièrement dans le milieu néogène « post-nappes », de l'âge Miocène, représentées en base par des grès et marnes sur la rive droite et des schistes sur la rive gauche. Les roches de base sont couvertes par des terrains meubles de natures diverses, en comprenant alluvions actuelles et récentes, repartis dans les fonds des vallées, et anciennes aux niveaux des terrasses.

La couverture quaternaire dans le site de barrage est représentée par les alluvions récentes et actuelles de la vallée de l'Oued Stita et par les colluvions des versants, localement véritables éboulis, par endroits affectés de glissement de terrain.

Les alluvions du fond du lit de l'oued se composent de graviers et de galets subanguleux, constitués principalement de schistes et de grés, qui sont mélangés au sable. Ce matériau granuleux pourrait former une couche de 1 à 2 m d'épaisseur au-dessus de dépôts plus imperméables, ce qui favorise la stagnation d'eau au fond du chenal. Le dépôt plus imperméable se trouvant sous le matériau granuleux du lit de l'oued est représenté par des limons sableux argileux, légèrement graveleux.

Le sondage implanté dans le lit de l'oued, a traversé une couche de graviers et galets sableux de 1 m épaisseur et la couche plus imperméable (limons sableux argileux) de 4.5 m épaisseur jusqu'à la zone de « grés », située à la base du dépôt alluvial, le sondage a intercepté une couche de galets, graviers et sables de 7.5 m épaisseur.

Généralement, les éléments des alluvions granuleuses sont subanguleux de taille moyenne, rarement dépassant 10 cm de diamètre.

Dans l'emprise du barrage, les appuis rocheux sont généralement couverts d'une couche de colluvions, de 2 à 3 m épaisseur en moyenne, formée de blocs de schistes argileux dans une matrice silteuse, brune. Localement, la couverture de colluvions peut atteindre des épaisseurs importantes, dans des zones d'accumulation sur des ravines, ou par glissement.

Concernant ces épaisseurs il faut remarquer qu'elles sont relatives, le contact avec substratum totalement altéré ou décomposé étant difficile être établi par des sondages carottés.

Les colluvions contiennent des proportions variables de matériel rocheux de calibres très divers provenant des roches-mères et plus rarement de galets et graviers, coulés probablement dans une terrasse d'alluvions anciennes. Les plus grands éléments rocheux, dans l'ensemble des colluvions, en provenance du substratum schisteux, sont représentés par des blocs de quartz et parfois par des fragments de schistes non « digérés » par altération. Les couleurs des colluvions oscillent du jaune ocre au brun.

Dans le site du barrage le substratum rocheux antequaternaire est représenté par des schistes métamorphiques appartenant à la série du Djebel Aissa Mimoun, qui recouvre tectoniquement la série de schistes satinés.

Dans la plupart du site du barrage, le substratum de schistes paléozoïques est masqué par la couverture alluvio-colluviale. La zone d'affleurement plus importante se trouve dans la rive droite, au long de la RN 72. Il s'agit en règle générale de schistes à schistosité grossière, de teinte gris verdâtre à brun verdâtre, fréquemment colorés en surface par des enduits ferrugineux rouges et jaunes. Ces schistes se débitent en plaquettes à surface irrégulier et présentent une alternance de straticules à tendance arénacée et de straticules plus phylliteux.

Les schistes sont intensément diaclases et fracturés. Les mesures de diaclases et de fractures faites sur les affleurements montrent une très grande dispersion des orientations. Généralement, ces sont fortement inclinées de 55° à 85°.

I.3.3 Tectonique de la région

À l'échelle régionale, les flysch nord-kabyles résultent d'une tectonique tangentielle (nappes) complexe, que (J.P. Gérald, 1979) attribue à la période miocène inférieur (Aquitainien terminal- Burdigalien moyen). D'après le même auteur, le remplissage du bassin nord Kabyle (zone interne) est structuré, de bas en haut, de la façon suivante :

- ouverture du bassin à l'Oligocène terminal suivi d'un dépôt conglomératique oligomiocène, résultant de l'altération du socle paléozoïque de bordure.
- dépôt de silexites aussi bien dans la zone interne qu'externe.
- début des mouvements gravitaires des nappes de flysch vers le bassin à partir de leurs aires d'origine, plus méridionales (sillon des flysch et des nappes telliennes), avec successivement : mise en place d'olistolites d'origine diverse, flysch d'Azzefoun, flysch du Haut Sébaou, et nappe numidienne ; Cet édifice est soumis, postérieurement, à une tectonique néogène post-nappes, et quaternaire, connue notamment par :
 - une phase distensive au Burdigalien terminal, avec la formation des bassins de la Soummam et des Issers-Tizi Ouzou.
 - une phase compressive au Miocène moyen et supérieur (Serravalien-Messinien) dont l'ampleur des plissements modifie intensément la morphologie préexistante.
 - une continuité de cette déformation, plus discrète, dans les temps quaternaires à actuels.

La tectonique plus récente, quaternaire, est souvent passée sous silence, par la plupart des travaux géologiques, à cause de sa manifestation très discrète sur le terrain. D'après nos connaissances de la tectonique active des bassins néogènes de Tizi Ouzou-Azazga, de la Mitidja et plus à l'ouest, du Chélif, la présence de terrasses alluviales et marines, en position haute, témoignent d'une déformation en surrection, postérieure à leur mise en place, contrairement à leur interprétation ancienne invoquant une simple diminution du niveau de base. Ainsi, dans OSAY, les terrasses anciennes, suffisamment surélevées militent en faveur d'une cause tectonique très probable.

I.3.4 Sismicité

Le nord de l'Algérie est associé à une activité sismique superficielle forte ; Cette activité est liée à :

- L'interaction entre les plaques africaines et européennes provoquée par les mouvements relatifs de ces plaques
 - Mouvement interne de la plaque africaine traduite par la formation des montagnes
- Une carte sismique du Nord de l'Algérie a été préparée à la suite des études sismiques basées sur les données historiques ; La carte indique les épacentres des tremblements de terre historiques et instrumentés. Ceux-ci ont une tendance à se concentrer aux épacentres des

tremblements de terre dans les zones des failles principales où des tremblements ont eu lieu dans le passé.

L'Algérie est décomposée en quatre zones sismiques **Figure I.2.**

Zoné 0 - Sismicité négligeable.

Zone I - Faible sismicité.

Zone II - Moyenne sismicité.

Zone III - Forte sismicité.

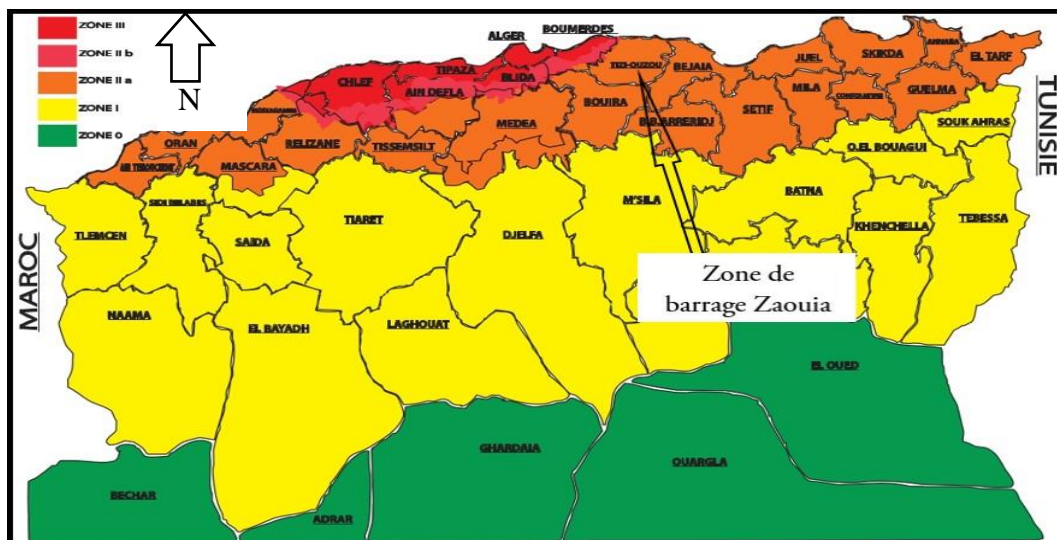


Figure I.3 : Carte de zonage sismique de territoire nationale selon R.P.A 99 modifié en 2003.

Tableau I.1: Coefficients d'accélération.

Groupe	Zone I	Zone II-a	Zone II-b	Zone III	Classification des ouvrages selon leur importance.
1A	0.15	0.25	0.30	0.40	Ouvrages d'importance vitale
1B	0.12	0.20	0.25	0.30	Ouvrages de grande importance
2	0.10	0.15	0.20	0.25	Ouvrages courants
3	0.07	0.10	0.14	0.18	Ouvrages de faible importance

De même, notre barrage Zaouïa wilaya Tizi Ouzou est situé dans la zone «II a» , zone caractérisée par une intense activité séismique d'après R.P.A (Règles Parasismique Algérienne). Ce barrage constitue un Ouvrages de grande importance pour la communauté et ceci lui permet d'être classée dans le groupe d'usage 1B selon le règlement R.P.A, alors le coefficient d'accélération à adopter pour notre ouvrage correspond à 0.20.

I.3.5 Reconnaissances réalisées

I.3.5.1 Travaux de reconnaissances

Deux axes ont été choisis sur plan, aux endroits jugés favorables, du point de vue topographique.

Suite à l'analyse des données disponibles à la fin de la première phase de la campagne de reconnaissance, l'axe I (A – B) aval a été considéré plus compétitif par rapport de l'axe II (C – D), situé en amont. Une étude plus approfondie a été réalisée par sondages carottés et essais Lugeon sur l'axe I plus en amont du premier site.

Une fois que le choix de site est fait on suit le programme montre dans la Figure I.3 pour les travaux de reconnaissance.

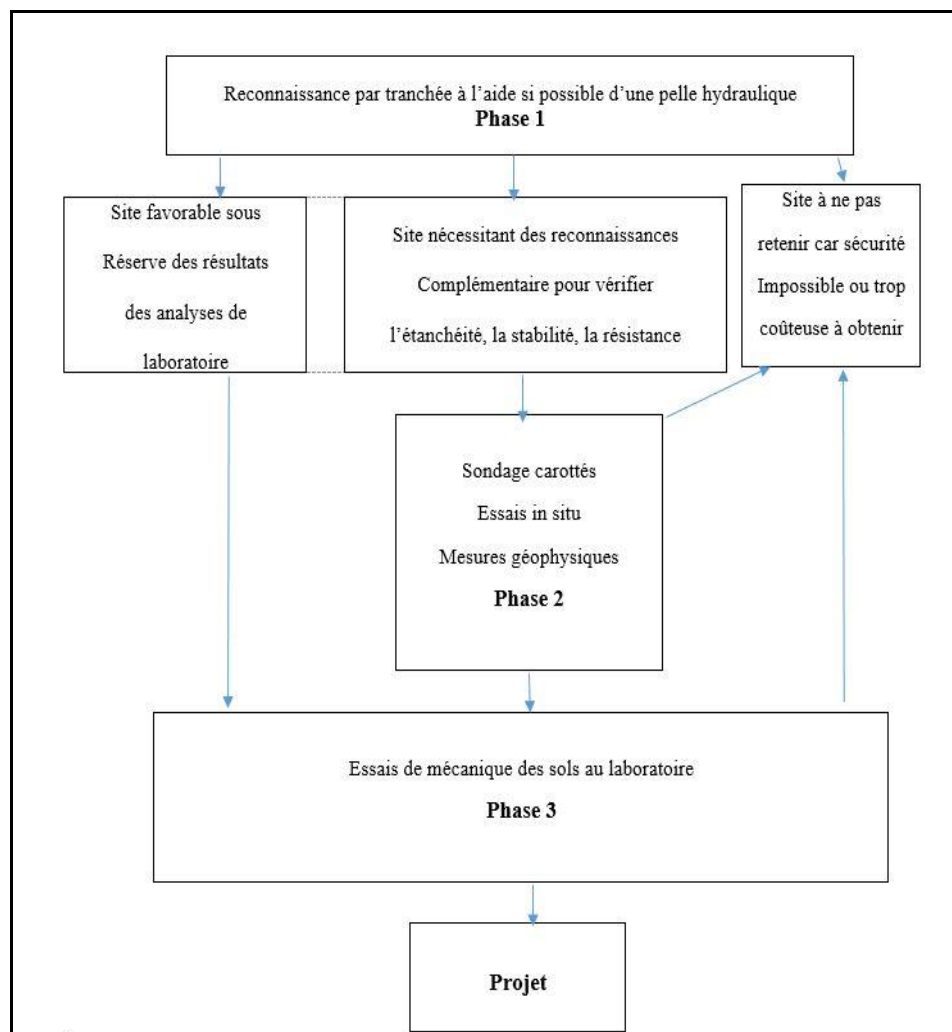


Figure I.4 : Déroulement des études géotechniques (techniques des petits barrages en Afrique).

I.3.5.2 Les sondages

Des sondages ont été réalisés sur l'axe qui est déjà choisis totalisant 151 mètres linéaire carotté, pour déterminer l'épaisseur des alluvions, les terrains de couverture et le type de la fondation.

Tableau I.2: Formation géologiques mises en évidence par les sondages carottés (ANBT) .

Sondage	Emplacement	Profondeur	Formation géologique
S1	Valée	0.00 à 040	Sable graveleux limoneux
		0.40 à 300	Limons sableux graveleux , de 1,00m à 2,00m sableux argileux
		3.00 à 650	Limons moyen graveleux
		6.50 à 900	Limons gris et graviers passant à des limons argileux de 8,00m à 9,00m
		9.00 à 1120	Argile avec débris de schiste
		11.20 à 12.50	Fragments et blocs des grès
		12.50 à 27.00	Schistes bleu friables
		27.00 à 28.00	Fragments des quartz
		28.00 à 50.00	Schistes bleu très friables
S3	Rive gauche	0.00 à 1.00	Argile sableuse (terre végétale)
		1.00 à 5.50	Argile de couleur rougeâtre à noirâtre avec fragments de schistes
		5.50 à 20.00	Fragments de schistes altérés
		20.00 à 24.00	Quartz de couleur blanche
		24.00 à 40.00	Schistes de couleur grise
		40.00 à 45.00	Schistes de couleur grise friable
		45.00 à 50.00	Schistes fragmentés avec intercalations centimétriques de quartz
S4	Rive gauche	0.00 à 1.00	Terre végétale
		1.00 à 3.00	Masse argileuse rouge brique avec petits fragments des schistes altérés
		3.00 à 5.00	Fragments centimétriques de schiste altéré (colluvions)
		5.00 à 9.00	Schiste très altéré
		9.00 à 11.00	Argile avec débris de schiste
		11.00 à 1550	Schiste altéré fragmenté récupéré en carottes de 5 à 15 cm
		15.50 à 20.00	Fragments et petites carottes de quartz avec inclusions de schistes
		20.00 à 49.00	Schiste friable récupéré en grains de couleur gris (cuttings)
		49.00 à 50.00	Fragments de quartz de 4 à 6 cm de longueur
S5	Rive droite	0.00 à 200	Argile sableuse graveleuse de couleur jaune à beige
		2.00 à 3.00	Colluvion formé de blocs schist bleu dur et quartz
		3.00 à 4.70	Sable moyen (cuttings) et schist vert très altéré
		4.70 à 6.00	Schist très altéré friable légèrement sableux
		6.00 à 50.00	En général c'est de schist bleu
S6	Rive droite	0.00 à 300	Colluvion fragments de schistes 60% dans une masse de limon argileux-sableux 40% de couleur brun
		3.00 à 8.00	Fragments de schistes et de quartz
		3.00 à 21.00	Sable moyen brun jusqu'à 19 m et sable fin gris jusqu'à 21 m
		21.00 à 24.00	Schistes avec quartz
		24.00 à 50.00	En générale c'est des schistes avec des fragments de quartz

I.3.5.3 Essais In-situ de perméabilité

Des essais LUGEON ont été réalisés dans les sondages carotté. Les résultats obtenus de l'essai réalisés sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau I.3: les résultats des essais Lugent (ANBT).

Sondages	Localisation	Tranche d'essai	Pression max. (bars)	Perméabilité UL (10 bars)
S1	Valée	15.00-20.00	5	1.86
		20.00-25.00	10	1.07
		25.00-30.00	10	0.99
		30.00-35.00	10	0.90
		35.00-40.00	10	1.11
		40.00-45.00	10	0.97
		45.00-50.00	10	0.85
S3	Rive gauche	5.00-10.00	5	2.14
		10.00-15.00	5	1.38
		15.00-20.00	5	2.16
		20.00-25.00	6	2.93
		25.00-30.00	6	3.33
		30.00-35.00	10	1.99
		35.00-40.00	10	2.56
		40.00-45.00	10	1.58
S4	Rive gauche	10.00-15.00	3	1.44
		15.00-20.00	5	4.62
		20.00-25.00	10	3.04
		25.00-30.00	10	3.01
		30.00-35.00	10	2.59
		35.00-39.00	10	1.87
		39.00-44.00	10	2.52
		45.00-50.00	10	2.62
S5	Rive droite	20.00-25.00	6	5.66
		25.00-30.00	6	7.09
		30.00-35.00	6	6.25
		35.00-40.00	6	3.45
		40.00-45.00	6	5.86
		45.00-50.00	6	4.27
S6	Rive droite	20.00-25.00	6	1.56
		25.00-30.00	6	4.38
		31.00-36.00	6	7.78
		36.00-41.00	10	6.82
		41.00-45.00	10	4.58
		45.00-50.00	10	3.62

NB : Faible perméabilité <5UL, Moyenne perméabilité de 9 à 50 UL, Fort perméabilité >50UL.

I.3.5.4 Les essais en laboratoire

A. Essai physiques :

Tableau I.4: Les résultats des essais physiques (ANBT).

Nature des matériaux	Valeurs	Poids spécifique de grains solides W (t/m ³)	W _{nat} (%)	Limites d'Atterberg		Analyse granulométrique et sédimentométrique
				W _L (%)	I _p (%)	
Matériaux argileux	A					
	Min	1.66 à 1.77	14.18	43.42	19.09	Les échantillons testés présentent une granulométrie qui s'étale de l'argile jusqu'au graviers et cailloux, la teneur des derniers étant moins significative (0 à 10%). Le pourcentage de fin (< 80 μ) qui est supérieur à 50% (51.67 à 95.64%) caractérise le matériau selon la classification L.C.P.C. dans la catégorie des sols fins. L'analyse sédimentométrique montre que le pourcentage d'argile (<2 μ) est comprise entre 23 % et 58 %.
	Max		24.61	70.30	36.46	
	Moy		20.16	55.07	26.99	
	A1					
	Min	1.77 à 1.78	17.95	50.80	26.79	Le pourcentage de fin (<80μ) qui est supérieur à 50% (58.40 à 93.63%), caractérise les matériaux, selon la classification L.C.P.C. dans la catégorie des sols fins. L'analyse sédimentométrique montre que la participation de l'argile (<2μ) est comprise entre 19% et 30%, étant subordonnée au pourcentage du limon qui varie de 22% à 50%.
	Max		24.98	60.00	33.41	
Moy	22.05		56.36	30.69		
Matériaux alluvionnaires	B2					
	Min	1.82 à 2.01	15.61	35.01	16.17	
	Max		16.98	49.80	25.85	
	Moy		16.295	42.39	20.46	

B. Essais mécaniques et chimiques :

Tableau I.5: Les résultats des essais mécaniques et chimiques (ANBT).

Nature des matériaux	Valeurs	Proctor normal		Cisaillement à la boîte				Odométrie			Perméabilité (cm/s)	Analyses Chimiques	
		$\gamma_d \text{ max}$ (t/m ³)	W _{opm} (%)	UU		CU		P _c (bar)	C _c (%)	C _g (%)		Matières organiques (%)	Ca CO ₃ (%)
				ϕ_u (degrés)	c _u (bar)	ϕ'_c (degrés)	c' _c (bar)						
Matériaux argileux	A												
	Min	1.66	14	18.99	0.98	17.33	0.40	1.94	9	1.83	3.01 x 10 ⁻⁹	0.21	Traces
	Max	1.77	17.8	28.13	1.53	28.23	0.66	3.61	20	6.95	1.58 x 10 ⁻⁸	0.37	23.22
	Moy	1.70	16.3	24.28	1.31	22.78	0.53	2.82	15,66	4.82	7.13 x 10 ⁻⁹	0.29	11.61
	A1												
	Min	1.77	14.4	21.38	1.06	10.38	0.14	Manque des résultats			9.4 x 10 ⁻⁷	0.16	Traces
	Max	1.78	14.9	35.81	1.96	10.38	0.14					0.42	Traces
Moy	1.78	14.6	26.88	1.42	10.38	0.14	0.24					Traces	
Matériaux alluvionnaires	B2												
	Min	1.82	10	33.82	0.73	Manque des résultats	1.33	8.33	2.59	1.99x10 ⁻⁸	Cet essais n'est pas fait		
	Max	2.01	14.3							3x10 ⁻⁷			
	Moy	1.915	12.225							1.87x10 ⁻⁷			

I.3.5.5 Matériaux de construction

Les recherches et les travaux de reconnaissances sur le site nous ont permis de préciser la nature, les caractéristiques et la configuration des terrains des matériaux qui pourront éventuellement servir pour la construction de la digue de barrage.

Matériaux pour le noyau de la digue

Les matériaux à utiliser pour la partie centrale de la digue (noyau) sera de type argileux. Ces matériaux seront prélevés à deux zones :

Zone A : située dans la cuvette de la retenue, sur la rive droite de l'Oued Stita, d'un côté et d'autre de la RN 72, à quelque 1.2 Km de l'axe du barrage.

Zone A1 : située sur la même rive, à quelque 500 m amont de la zone A.

Matériaux de recharge de la digue (matériaux alluvionnaires) :

Les matériaux nécessaires pour les recharges du barrage seront prélevés de la **Zone B2**, occupe la plaine de l'oued, juste en bas de zones d'emprunt argileux A et A1, de 0.6 Km à 1.6 Km environ à l'amont de l'axe du barrage.

Enrochements et Rip-Rap :

Les enrochements pour la protection des talus (aval et amont), l'absence d'un emprunt rocheux dans la zone de schistes à la proximité immédiate du site impose de prendre en considération des zones plus éloignées. Le principal affleurement de cipolin est situé au nord de l'Arbaa Nait Irathen où trois carrières importantes ont été ouvertes entre Tamazirt et Tablabalt. L'altitude de ces carrières est avoisinée 1000 m. L'accès au site peut se faire par la RN 72 et puis la CW24. (40 Km environ).

Granulats à béton et sable de filtre :

Les granulats sont pour le béton et les filtres, plusieurs ballastières extraient des agrégats de long de l'Oued Sébaou, principalement en amont de sa confluence avec l'Oued Aissi, le volume total de graves est très important mais les terrasses de l'Oued Sebaou sont actuellement en voie d'urbanisation et de mise en valeur industrielle.

1.4 Hydrogéologie

I.4.1 Description des nappes

Le site du barrage est caractérisé par deux types de nappes aquifères : la nappe des alluvions dont le sommet oscille périodiquement sous le lit majeur de l'oued et les nappes des versants qui se présentent principalement en nappes de fissures et dans les zones perméables, altérées des terrains imperméables

Les descriptions des nappes sont basées sur les observations de niveaux d'eau faites en cours de forages ou juste après leur exécution et sur les relevés piézométriques effectués dans les sondages S1 et S3 équipés en piézomètres.

I.4.2 Nappe des alluvions

Les niveaux d'eau dans les alluvions, mesures au cours exécution des sondages au fond de vallée, sont repris dans le tableau ci-dessous :

Tableau I.6: Le niveau d'eau de la nappe des alluvions(ANBT).

Sondage	Date de forage	Cote de terrain	Profondeur niveau d'eau (m)	Cote niveau d'eau (m)
S1	11/12/2003	64.51	0.7	63.81
S2	08 /09/2003	61.13	0.5 à 0.7	60.63 à 60.43
S7	08 /09/2004	65.73	9.00	56.73

Le niveau d'eau oscillait lors des forages (exécutés aux dates beaucoup espacées) entre les cotes 56.73 et 63.81 m.

Selon ces données, il est difficile de faire des corrélations qui pourraient définir le sommet de la nappe des alluvions. De plus, le niveau mesuré dans le sondage S7 est beaucoup différente, se situant à quelques mètres sous le fond du chenal. Si cette mesure est correcte il faut penser qu'il existe une grande variabilité de matériaux dans l'ensemble de la masse d'alluvions, en plan vertical qu'en plan horizontal, montrant qu'il n'existe pas une nappe unique dans le fond de la vallée.

Afin de vérifier la variation saisonnière du niveau d'eau souterraine, le sondage S1 a été équipé en piézomètre. La variation du niveau d'eau pendant l'existence du chantier est présentée ci-après :

Tableau I.7: La déférence de niveau de la nappe à partir du sondage S1 (ANBT).

Date	du 14/01/2004 au 10/03/2004	du 17/03/2004 au 24/03/2004	du 31/03/2004 au 07/04/2004	du 14/04/2004 au 26/05/2004	du 02/06/2004 du 15/09/2004
Profondeur d'eau (m)	2	2.5	3	4	4.5
Cote niveau d'eau	62.51	62.01	61.51	60.51	60.01

L'analyse des relevés systématiques de piézomètres, implantés à diverses profondeurs, devrait permettre d'apprécier la sensibilité de la nappe aux fluctuations de niveau de l'oued et l'effet des saisons et de mettre en évidence les zones avec de l'eau en charge. Une telle analyse étendue sur un cycle pluviométrique sera nécessaire au niveau de l'étude d'A.P.D.

I.4.3 Nappe des versants

Suite à l'absence de relevés piézométriques systématiques, nous ne possédons que peu de renseignements sur les nappes des versants. Les niveaux d'eau relevés lors des forages sont donnés au tableau suivant en regard de la date d'exécution du sondage.

Tableau I.8: Le niveau de la nappe des versants (ANBT).

Localisation	Sondage	Date de forage	Cote terrain	Profondeur niveau d'eau (m)	Cote niveau d'eau
Rive gauche	S3	07.2004	109,37	21	88.37
	S4	05-06.2004	77.35	17	60.35
Rive droite	S5	01-04.2004	79.26	17.3	61.96
	S6	02-05.2004	94.51	7.2	87.31

Concernant l'ordre de grandeur de la variation du niveau des nappes de versants, qui se présentent principalement en nappes de fissures, nous présentons à titre informatif le relevé du niveau piézométrique du sondage S3, du 21/07/2004 au 15/09/2004 :

Tableau I.9: La déferérence de niveau de la nappe à partir du sondage S3 (ANBT).

Date	04/08/2004	11/08/2004	18/08/2004	25/08/2004	01/09/2004	08/09/2004	15/09/2004
Profondeur d'eau (m)	19	20	21	24	24.5	24.5	25
Cote niveau d'eau (m)	90.37	89.37	88.37	85.37	84.87	84.87	84.37

On constate un abaissement de 6 m dans une période de quelque un mois et demie d'une saison sèche. Pour connaître l'oscillation du niveau des nappes de versants il faut faire des observations pendant un cycle pluviométrique complet.

Conclusion

Les travaux de reconnaissance ainsi que les analyses qui ont été effectuées nous permettent de dire que les conditions naturelles et le contexte géologique dans la zone de retenue sont favorables à la réalisation d'un barrage (en terre zoné) et ses ouvrages annexes.

Chapitre II Étude hydrologique.

Introduction

Le but de cette étude est de fournir les éléments hydrologiques indispensables permettant la possibilité de construire le barrage de ZAOUIA et ses ouvrages annexes sur l'oued STITA.

L'étude hydrologique va comporter :

- la situation géographique du bassin versant ainsi que ses caractéristiques morphologiques.
- l'étude des précipitations et des apports.
- l'étude des crues et régularisation.
- Laminage des crues et étude d'optimisation.

II.1 Descriptions de bassin versant

Le bassin versant de l'oued STITA se situe au Nord de Tizi Ouzou, C'est un sous bassin de l'oued de SÉBAOU.

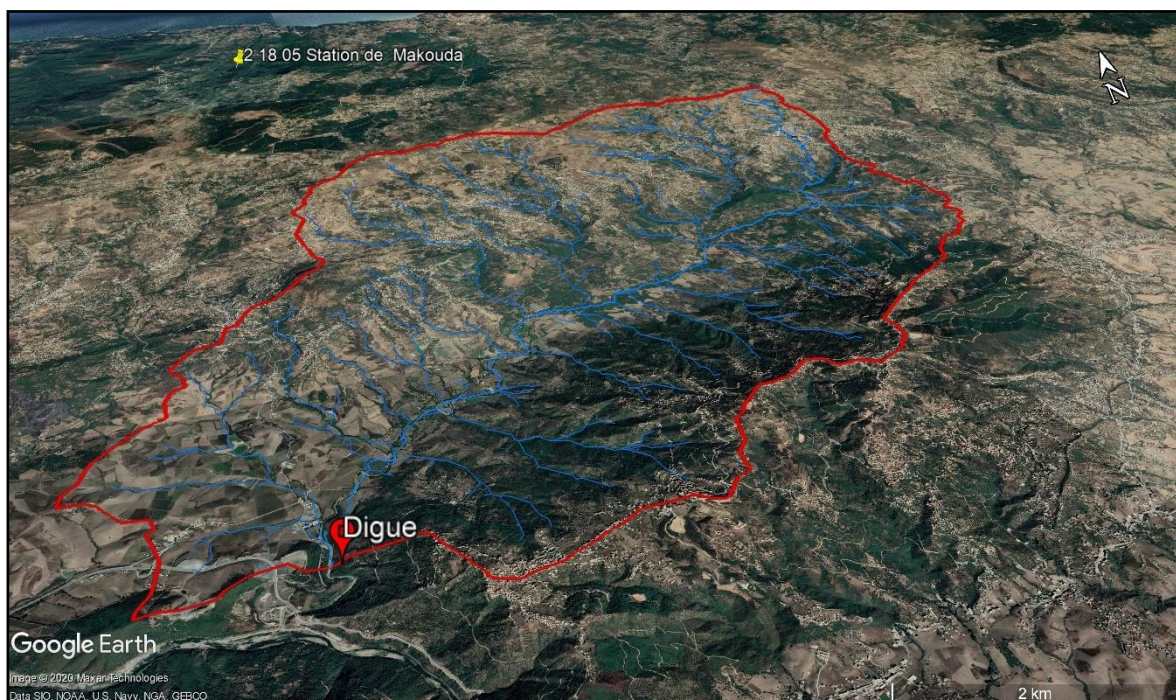


Figure II.1: Délimitation de bassin versant.

II.2 Caractéristiques du bassin versant

II.2.1 Paramètres géométriques

La surface du bassin versant est : $S = 69.74 \text{ km}^2$.

Le périmètre P du bassin versant est : $P = 38.44 \text{ Km}$.

Le cheminement hydraulique le plus long : $L = 16.7 \text{ km}$.

Cheminement hydraulique le plus long :

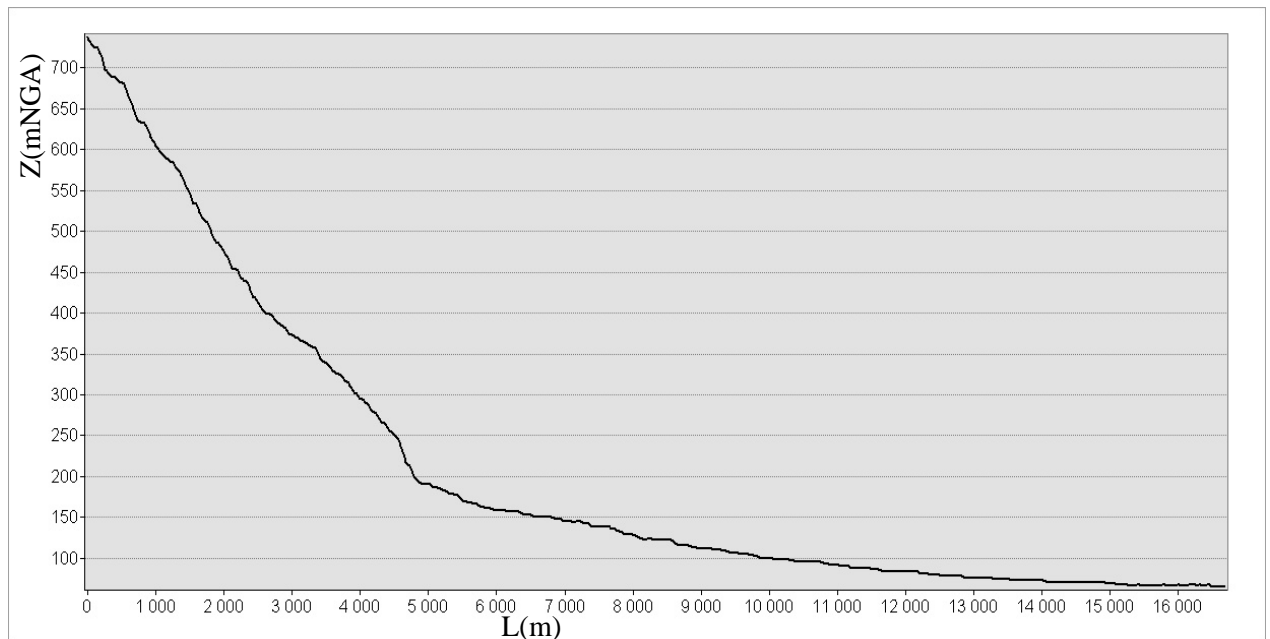


Figure II.2: Le profil en long de talweg principal.

Les hauteurs Max et Min de talweg principal :

$$H_{\max} = 738 \text{ m} \qquad H_{\min} = 65 \text{ m}$$

Pente moyenne du cours d'eau principal I_c :

$$I_c = \frac{\Delta H}{L} \qquad \text{(II.1)}$$

$$\text{AN :} \qquad I_c = 4.03\%$$

II.2.2 Paramètres de forme

II.2.2.1 Indice de compacité de « Gravius » K_c

L'indice de compacité K_c d'un bassin versant est défini comme étant le rapport entre le périmètre du bassin et la circonférence du cercle ayant la même superficie que celle du bassin versant et qui sert à déterminer la forme du bassin versant. Il dépend de la surface du bassin et de son périmètre.

Après les simplifications on obtient :

$$K_c = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \quad (\text{II.2})$$

Avec : K_C : Indice de compacité.

S : surface de bassin versant (Km^2).

P : périmètre de bassin versant (Km).

AN : $K_C = 1.29$.

Tableau II.1 : Classification de bassin selon l'indice de Gravius .

$K_C < 1,25$	Bassin compact
$1.25 < K_C < 1.5$	Bassin de forme moyenne
$K_C > 1.5$	Bassin plutôt allongé

Selon le tableau II.1 : le bassin versant de barrage sur oued de **STITA est un bassin de forme moyenne.**

III.2.2.2 Coefficient d'allongement

$$C_a = \frac{L^2}{S} \quad (\text{II.3})$$

Avec : C_a : coefficient d'allongement.

L : longueur de talweg principale (Km)

S : surface de bassin versant (Km^2)

AN : $C_a = 4$.

NB : Plus c'est grand, plus le bassin versant est allongé, plus le temps de concentration (le temps que met une goutte d'eau tombée sur le point le plus loin en amont du bassin versant pour arriver à l'exutoire) est grande et plus la crue est moins violente.

II.2.2.3 Rectangle équivalent

Pour comparer le comportement hydrologique de deux bassins versants, on utilise la notion de rectangle équivalent, il s'agit d'une transformation purement géométrique au l'on assimile le bassin versant à un rectangle de même périmètre et superficie le bassin versant étudié est équivalent à un rectangle de longueur « L_{re} » et largeur « l_{re} ».

$$L_{re} = K_c \frac{\sqrt{S}}{1,128} \left(1 + \sqrt{1 - \frac{1,128^2}{K_c^2}} \right) \quad (\text{II.4})$$

$$l_{re} = K_c \frac{\sqrt{S}}{1,128} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{1,128^2}{K_c^2}} \right) \quad (\text{II.5})$$

Avec : L_{re} : longueur de rectangle Km

l_{re} : largeur de rectangle Km

K_c : indice de compacité

S : surface de bassin versant Km^2

AN : $L_{re} = 14.18 \text{ km}$

$l_{re} = 4.92 \text{ km}$

II.2.3 Paramètres du relief

L'influence de relief sur l'hydrogramme des crues est évidente, en effet, une pente plus forte provoque un écoulement plus rapide donc un temps de concentration plus court et une montée plus rapide.

On caractérise souvent le relief par la courbe hypsométrique qui représente la répartition des altitudes en fonction de pourcentage des surfaces.

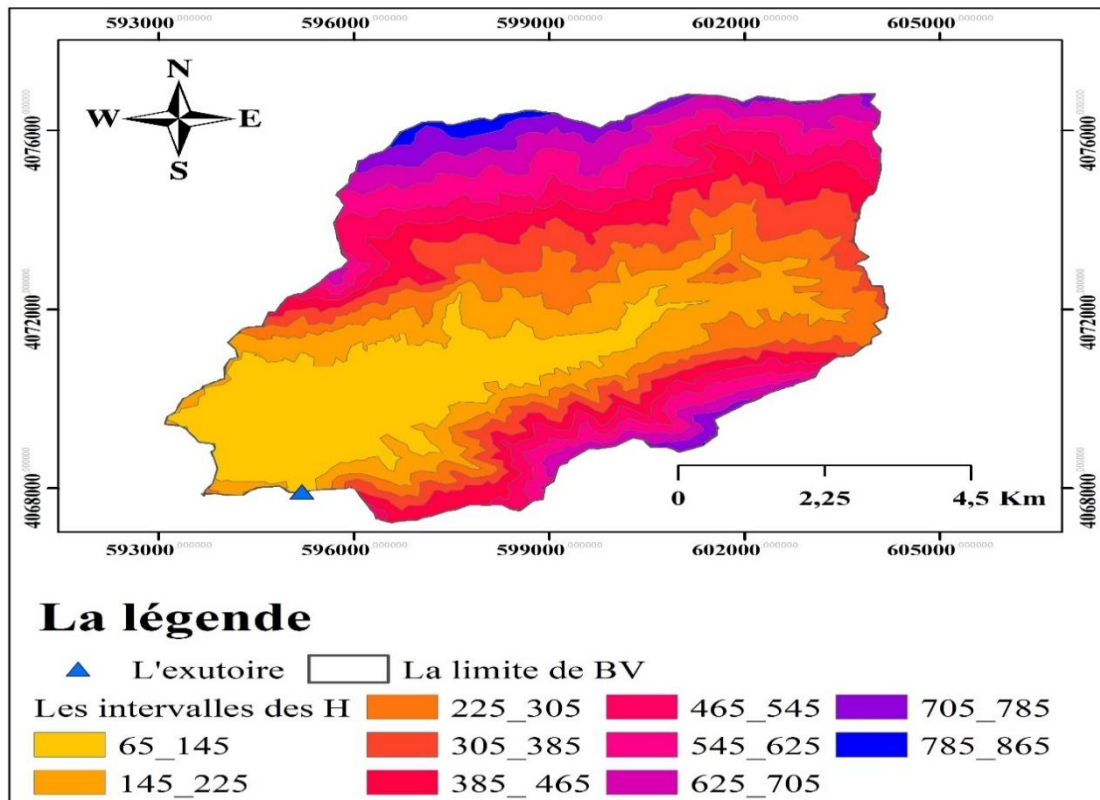


Figure II.3 : Carte représente les différentes hauteurs dans le bassin versant.

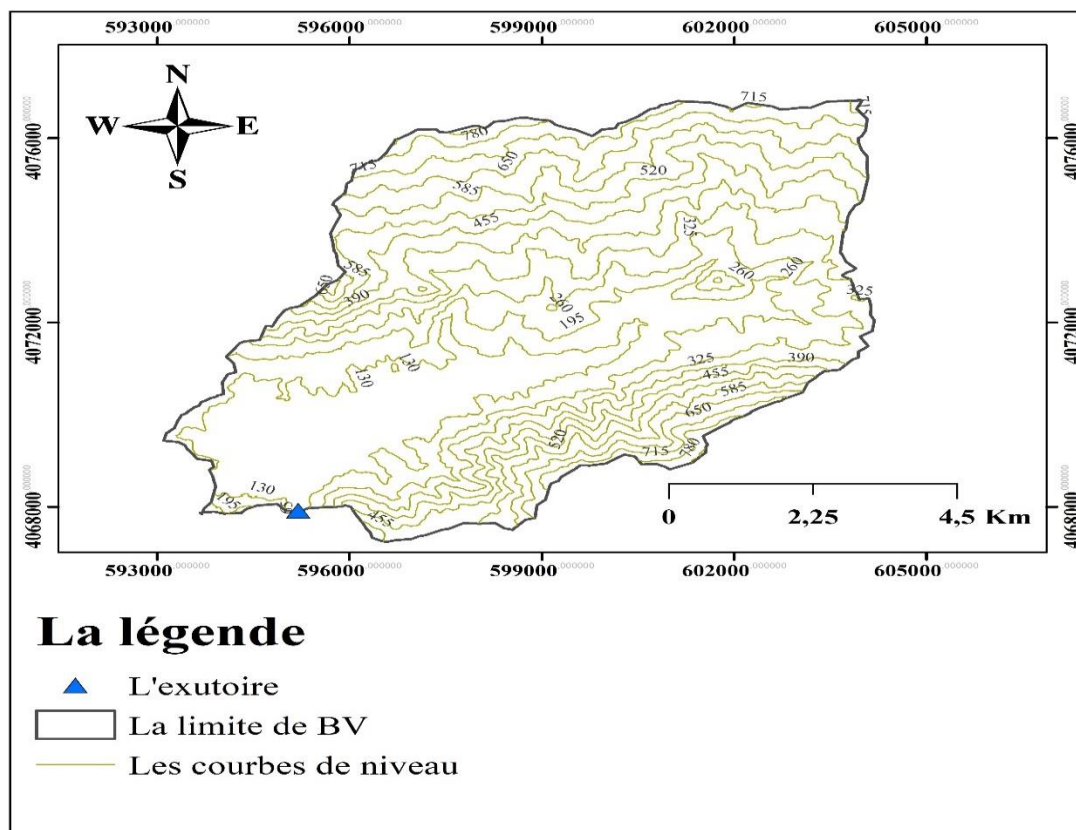


Figure II.4 : Carte des courbes des niveaux.

II.2.3.1 Courbe hypsométrique

La courbe hypsométrique fournit une vue synthétique de la pente du bassin, donc du relief. Cette courbe représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude. Elle porte en abscisse la surface (ou le pourcentage de surface) du bassin qui se trouve au-dessus (ou au-dessous) de l'altitude représentée en ordonnée. Elle exprime ainsi la superficie du bassin ou le pourcentage de superficie, au-delà d'une certaine altitude. Cette courbe est donnée dans la figure (II.5) à partir du Tableau (II.2).

Tableau II.2 : Surfaces partielles et cumulées du bassin versant par tranche d'altitude.

Altitude (m)	H_{moy}	Surface partielle (Km ²)	Surface partielle%	Surface cumulées (Km ²)	Surface cumulées%
785-865	825	0.54	0.78	0.54	0.78
785-705	745	2.33	3.35	2.88	4.13
705-625	665	4.86	6.97	7.74	11.10
625-545	585	6.14	8.81	13.88	19.91
545-465	505	6.58	9.43	20.46	29.34
465-385	425	7.45	10.69	27.91	40.03
485-305	345	8.23	11.80	36.14	51.83
305-225	265	9.76	13.99	45.89	65.83
225-145	185	10.67	15.30	56.56	81.13
145-65	105	13.16	18.87	69.71	100

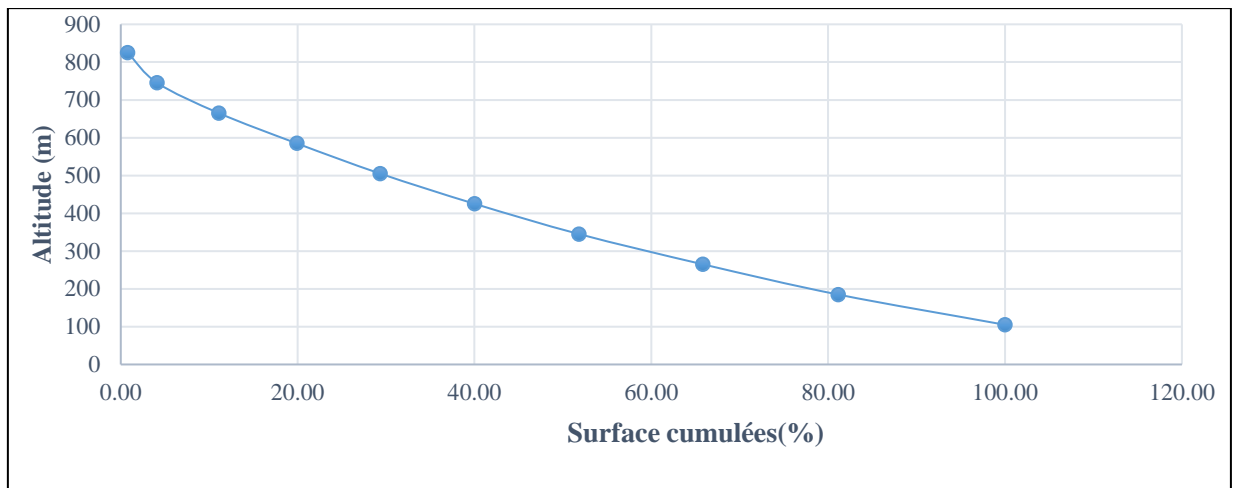


Figure II.5: La courbe hypsométrique du bassin versant d'oued STITA.

D'après la courbe hypsométrique le bassin d'oued STITA et un bassin mature (en équilibre).

Les hauteurs significatives : d'après les figures : (II.3, II.4 et II.5) on tire les hauteurs.

Tableau II.3: Récapitulatif des hauteurs significatives.

Hauteurs significatives	H _{min}	H _{95%}	H _{moy}	H _{50%}	H _{5%}	H _{max}
Valeur (m)	65	125	347.94	355	745	865

II.2.3.3 Pente moyenne du bassin versant I_{mBv}

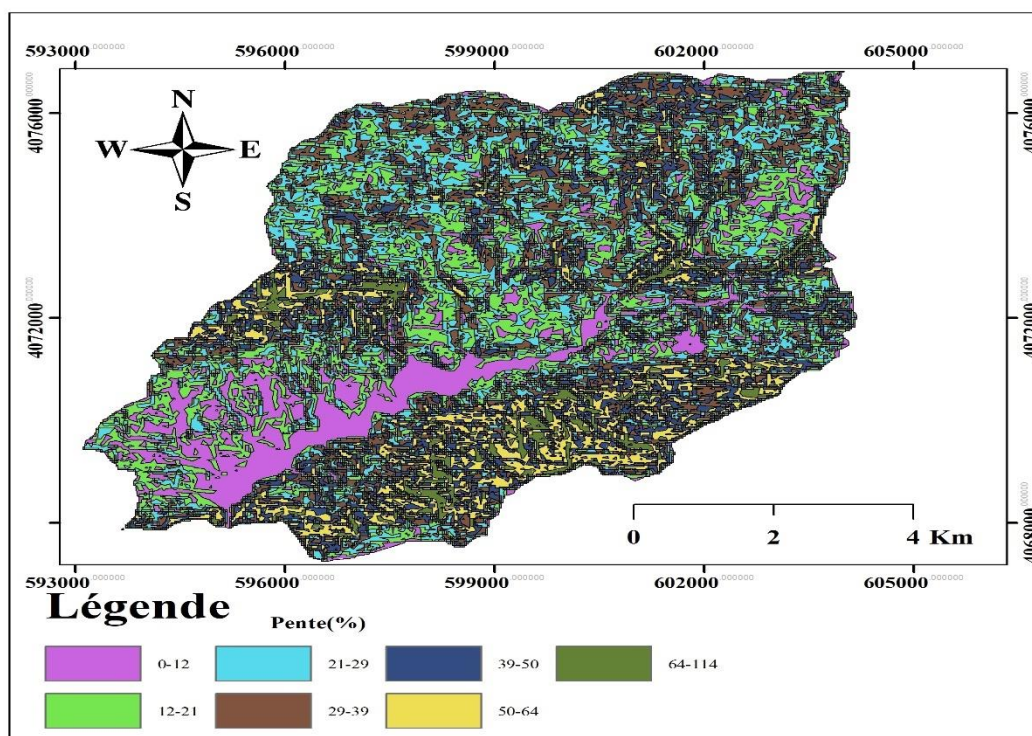


Figure II.6: Carte des pentes.

Tableau II.4 : Courbes des niveaux et leurs longueurs.

Courbe de niveau	65	130	195	260	325	390	455	520	585	650	715	780	845
Longueur (Km)	0.31	30.57	31.68	34.9	31.43	28.19	25.1	24.33	21.01	17.51	10.22	3.58	0.7

$$I_{mbv} = \frac{\Delta H(0,5l_1+l_2+l_3+\dots+0,5l_n)}{S} \quad (\text{II.6})$$

Avec : ΔH : Dénivelée 65 (m).

L_i : Longueur de la courbe de niveau d'ordre i en (Km).

S : Surface du bassin versant en (Km²).

AN : $I_{mBv} = 24.14 \%$.

II.2.3.2 Indice de pente globale I_g

Cet indice sert à la classification du relief, il est déterminé par la formule suivante :

$$I_g = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{Lre} \quad (\text{II.7})$$

AN: $I_g = 4.795 \%$.

II.2.3.3 Indice de pente moyenne I_m

$$I_m = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{Lre} \quad (\text{II.8})$$

AN : $I_m = 5.642\%$

II.2.3.4 Indice de pente de roche

$$I_r = \frac{1}{\sqrt{Lre}} \sum_i^n \sqrt{S_i(H_i - H_{i-1})} \quad (\text{II.9})$$

Avec : Lre : Longueur de rectangle équivalent (Km).

S_i : Surface partielle (%) comprise entre 2 courbes de niveau consécutives.

Tableau II.5: Détermination de la pente des roches.

$H_i - H_{i-1}$	$H_i - H_{i-1}(\text{m})$	$S_i(\text{km}^2)$	$S_i\%$	$\sqrt{S_i(H_i - H_{i-1})}$
865_785	80	0.54	0.78	7.89
785_705	80	2.33	3.35	16.37
705_625	80	4.86	6.97	23.61
625_545	80	6.14	8.81	26.55
545_465	80	6.58	9.43	27.47
465_385	80	7.45	10.69	29.24
385_305	80	8.23	11.8	30.73
305_225	80	9.76	13.99	33.46
225_145	80	10.67	15.30	34.99
145_65	80	13.16	18.87	38.85

AN : $I_r = 7.148 \%$

II.2.3.5 Dénivelée spécifique D_s

Elle sert à comparer les indices de pentes du bassin de superficie différentes, d'après la deuxième classification de l'O.R.S.T.O.M appliquée à tout le bassin quel que soit sa surface.

$$D_s = I_g \sqrt{S} \quad (\text{II.10})$$

Avec : I_g : Indice de pente global (m/km)

S : Surface du bassin (km²)

AN : $D_s = 434.43 \text{ m}$

Tableau II.6: Classification de l'O.R.S.T.O.M (type de relief).

Classe	Relief	D_s (m)
1	Très faible	$D_s < 10$
2	Faible	$10 < D_s < 25$
3	Assez faible	$25 < D_s < 50$
4	Modéré	$50 < D_s < 100$
5	Assez modéré	$100 < D_s < 250$
6	Fort	$250 < D_s < 500$
7	Très fort	$D_s > 500$

Le relief de notre bassin versant est **Fort**.

II.2.4 Paramètres hydraulique

II.2.4.1 Réseau hydraulique

Le réseau hydrographique se définit comme étant l'ensemble des cours d'eau naturels ou artificiels, permanents ou temporaires, qui participent à l'écoulement. Selon la classification de Schum qui dit : « est d'ordre (x+1), tout tronçon de cours d'eau, forme par la réunion de deux cours d'eau d'ordre (x) »

Dans notre bassin versant d'oued STITA le cours d'eau principal est de l'ordre 4. Le réseau hydrographique est représenté dans la figure II.7.

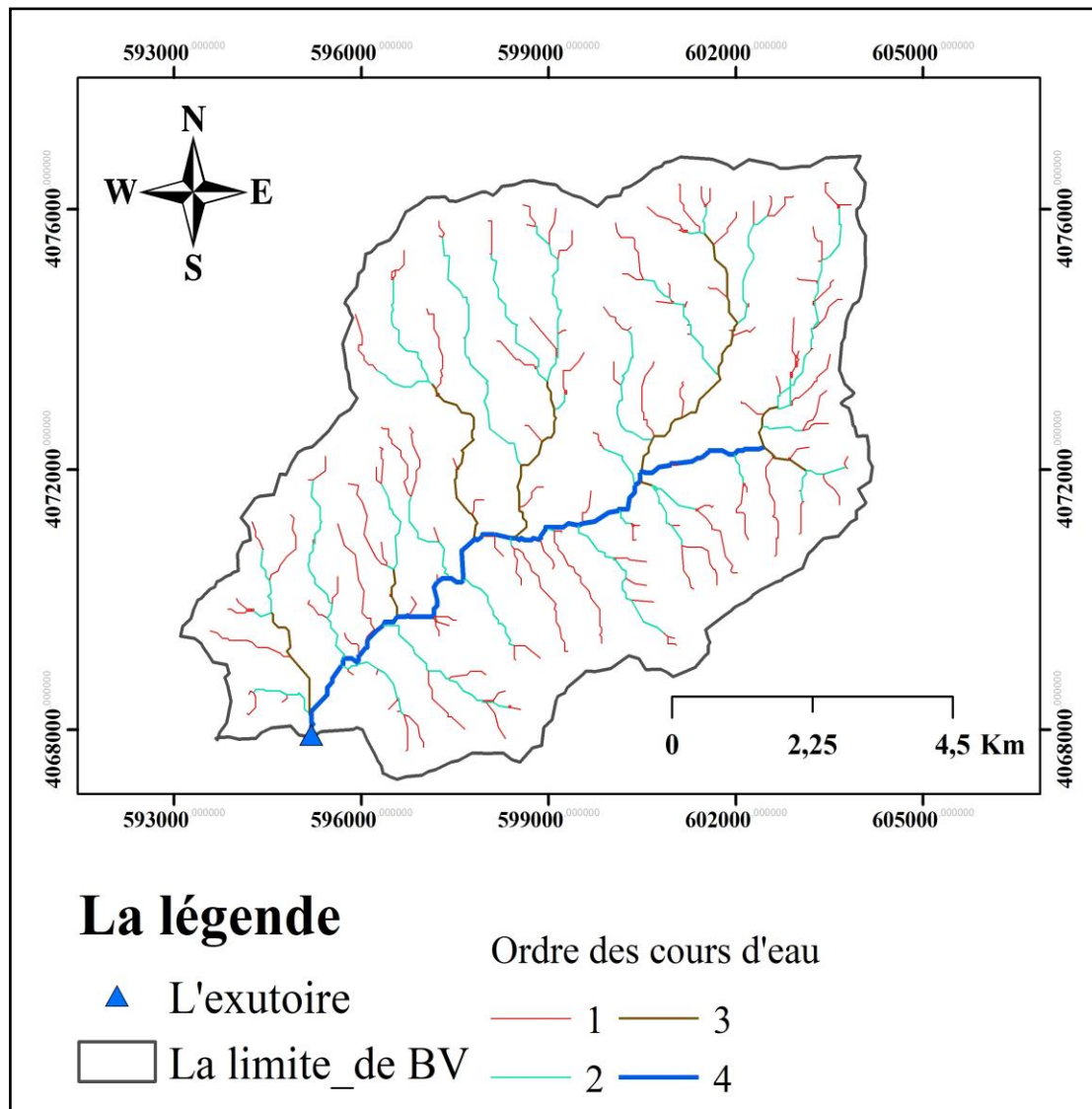


Figure II.7 : Carte de réseau hydraulique avec les l'ordre des cours d'eau.

Tableau II.7 : L'ordre des cours d'eau, le nombre et leurs longueurs.

Ordre	Nombre	Longueur(Km)
1	306	69.66
2	134	47.43
3	43	15.39
4	71	11.13
Somme	554	143.61

II.2.4.2 Cours d'eau principale

Le cours d'eau principale c'est ce lui avec l'ordre le plus grand, dans notre cas il est de l'ordre 4 et sa longueur $L_{cp}=10.9$ Km.

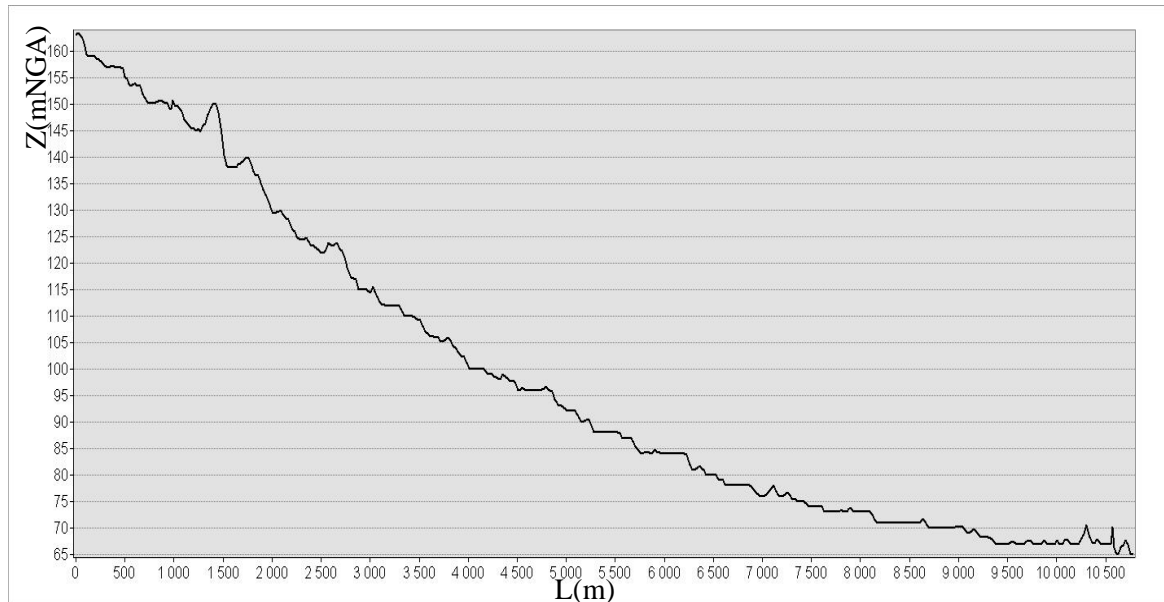


Figure II.8: Profil en long de cours d'eau principale de l'oued de STITA.

La pente moyenne de cours d'eau principale I_{cp} :

$$I_{cp} = \frac{\Delta H}{L_{cp}} \quad (\text{II.11})$$

Avec : ΔH : Dénivelée entre deux points suffisamment distants (m) = (162,5-65) (m).

L_{cp} : Longueur de cours d'eau principale (km)=10,9 Km.

AN : $I_c = 0.894 \%$

II.2.4.3 Densité de drainage D_d

Elle est définie comme étant le rapport entre la longueur totale des cours d'eaux du bassin versant, à sa surface totale. Elle reflète la dynamique du bassin et le type de ruissellement de surface. Elle est exprimée en Km/Km² selon la relation suivante.

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S} \quad (\text{II.12})$$

Avec : L_i : longueur de cours d'eau d'ordre i (Km)

S : superficie du bassin versant (Km²)

AN : $D_d = 2.059 \text{ Km/Km}^2$.

II.2.4.4 Densité hydrographique F

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n N_i}{S} \quad (\text{II.13})$$

Avec : N_i : nombre de cours d'eau d'ordre i .

S : superficie de bassin versant (Km^2).

AN : $F = 7.94 \text{ talweg}/\text{Km}^2$

II.2.4.5 Coefficient de torrentialité C_t

$$C_t = D_d * \frac{N}{S} \quad (\text{II.14})$$

Avec : D_d : Densité de drainage.

N : Nombre des talwegs d'ordre 1. $N_1=306$.

S : Surface du bassin versant.

AN : $C_t = 9.034$

II.2.4.6 Coefficient de sinuosité K_s

C'est la distance à vol d'oiseau L_d du cours d'eau entre sa source et son exutoire rapportée à sa longueur réelle L_{ce} . Il donne une très bonne information sur la sinuosité du cours d'eau (ex : présence ou pas de méandre).

$$K_s = \frac{L_d}{L_{cp}} \quad (\text{II.15})$$

Avec : L_d : longueur directe de cours d'eau principale 8.52 Km.

L_{cp} : longueur réal de cours d'eau principale 10.9 Km.

AN : $K_s = 0.78$

II.2.4.7 Temps de concentration du bassin versant T_c

C'est le temps que met la particule d'eau la plus éloignée pour arriver à l'exutoire. Il existe dans la littérature plusieurs formules.

Formule de Pickering : (Mata et al,2007).

$$T_c = \left(0,871 * \frac{L^3}{H_{max}-H_{min}} \right)^{0,385} \quad (\text{II.16})$$

Avec : L : Longueur du thalweg principal (Km).

AN : $T_c = 1.87 \text{ h}$.

Formule de KIRPICH ($20 < S < 100 \text{ Km}^2$, bassin urbaine et périurbains) :

$$T_c = 0.0195 * L^{0.077} * I^{-0.385} \quad (\text{II.17})$$

Avec : L : longueur du thalweg principal (m).

I : la pente du thalweg principal (m/m).

AN : $T_c = 1.996 \text{ h}$.

Formule ALGERIENNE (Boutoutaou et al,2013) :

$$T_c = 1.7 * \left(\frac{SL_{cp}}{\sqrt{I_{cp}}} \right)^{0.19} \quad (\text{II.18})$$

Avec : S : surface de bassin en Km^2 .

L_{cp} : longueur de cours d'eau principale en Km.

I_{cp} : la pente de cours d'eau principale.

AN: $T_c = 6.06 \text{ h}$

Tableau II.8: Récapitulatif du temps de concentration.

Formule	Tc(h)
Pickering	1.87
KIRPICH	1.996
ALGERIENNE	6.06

On prend $T_c = 1.996 \text{ h}$ car elle est la valeur la plus proche à la moyenne.

II.2.4.8 La vitesse de ruissellement V_R

$$V = \frac{L}{T_c} \quad (\text{II.19})$$

Avec : L : longueur de talweg principale.

T_c : temps de concentration

AN : $V_R = 8.37 \text{ Km/h}$.

Tableau II.9: Récapitulatif des caractéristiques du bassin versant.

Caractéristiques		Symbole	Unités	Valeur
Coordonnées géographiques UTM 31N		X	m	595277
		Y		4067897
Surface		S	Km ²	69.74
Périmètre		P		38.44
Chemine hydraulique le plus long	Longueur	L	Km	16.7
	Pente	I	%	4.03
Altitude	Minimale	H _{min}	m	65
	à 95%	H _{95%}		125
	Moyenne	H _{moy}		347.94
	Médiane	H _{50%}		355
	à 5%	H _{5%}		745
	Maximale	H _{max}		865
Indice de compacité		K _c	/	1.29
Coefficient d'allongement		C _a	/	4
Rectangle équivalent	Longueur	L _{re}	km	14.18
	Largeur	l _{re}		492
Pente moyenne de BV		I _{mbv}	%	24.14
Indice de pente globale		I _g		4.795
Indice de pente moyenne		I _m		5.642
Indice de pente de roche		I _r		7.148
Dénivelé spécifique		D _s		m
Cours d'eau principale	Longueur	L _{cp}	Km	10.9
	Pente	I _{cp}	%	0.894
Densité de drainage		D _s	Km/Km ²	2.059
Densité hydrographique		F	Talweg /Km ²	7.94
Coefficient de torrentialité		C _t	/	9.034
Coefficient de sinuosité		K _s	/	0.78
Temps de concentration		T _c	heur	1.996
Vitesse de ruissellement		V _R	Km/h	8.37

II.3 Caractéristiques climatologiques

II.3.1 Température

Pour la zone étudiée, on travaille avec les enregistrements des températures d'air (de 28 ans) de la station de Tizi Ouzou (code. 2.18.10).

Tableau II.10: Les Températures moyennes de chaque mois à la zone d'étude. (ANRH)

Mois	Jan	Fév	Mars	Avr	Mia	Juin	Juil	Aout	Seb	Oct	Nov	Déc
T _{moy} mensuel (°C)	8.3	9	11.6	14.4	17.5	23.4	25.9	27.5	24.9	18.2	13.7	9.9

La température moyenne mensuelle est 17.025 °C, le mois le plus froid est Janvier avec température moyenne de mois 8.3°C et le mois le plus chaud c'est Aout avec 27.5°C.

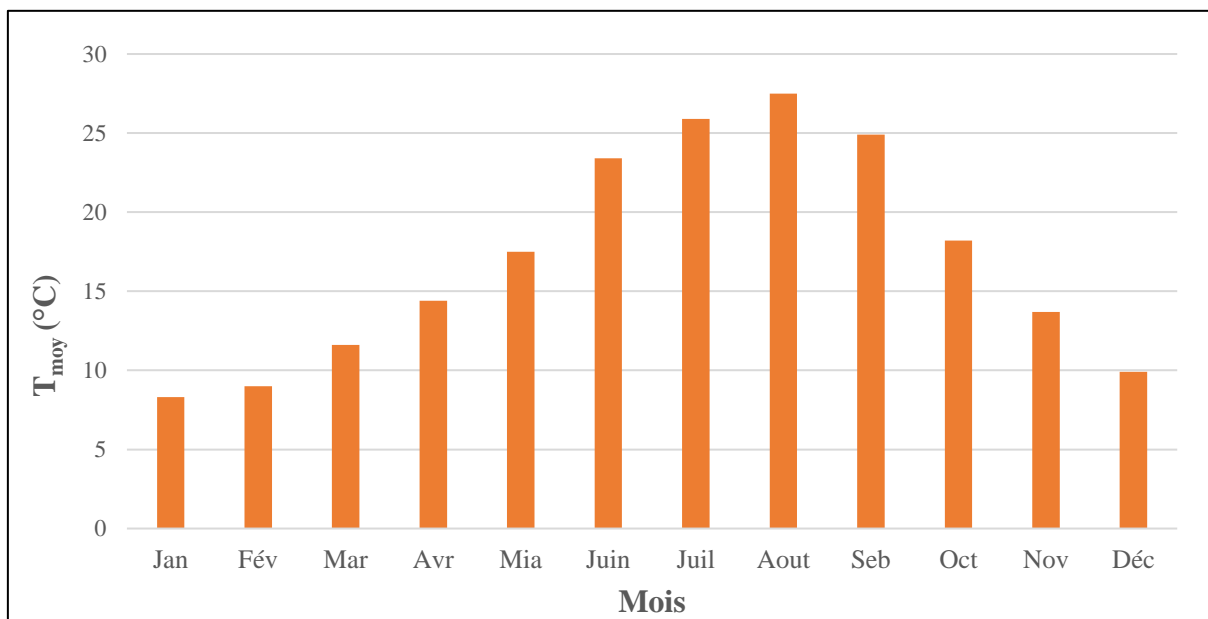


Figure II.9: Les Températures moyennes de chaque mois à la zone d'étude.

II.3.2 Evaporation

Les valeurs d'évaporation de la station de Tizi Ouzou.

Tableau II.11 : La répartition de l'évaporation (ANRH).

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Jun	Jul	Aout	An
Evaporation (mm)	120.9	88.8	55.7	37.6	39.8	54.4	69.9	96.4	129.1	155.3	181.5	173.7	1203

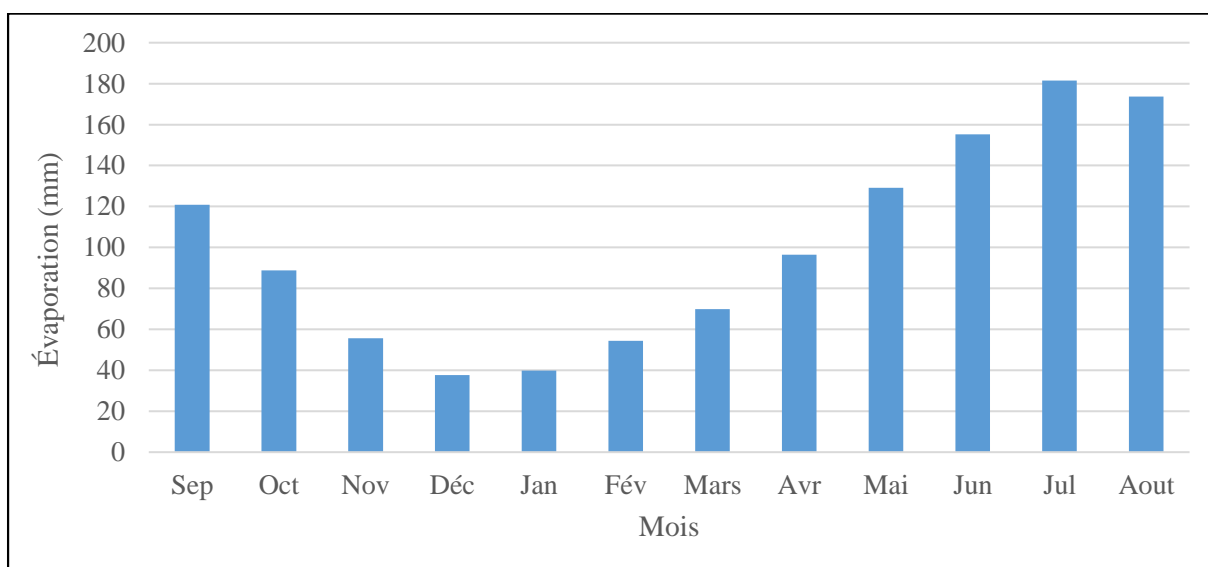


Figure II.10: L'évaporation mensuelle.

II.3.3 Le Vent

Les valeurs de la vitesse de vente on utilise les données de la station Larba Nath Irathen.

Tableau II.12 : Vitesse moyenne de vent (ANRH).

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Jun	Jul	Aout	An
V(m/s)	2.7	2.7	2.9	2.8	2.5	2.3	2.3	2.3	2.2	2.5	2.9	3.0	2.6

II.3.3 Pluviométrie

L'étude pluviométrique sera effectuée à partir des données des précipitations mensuelles et journalières enregistrées au niveau de la station la plus proche et la plus représentatif de la zone d'étude. Les données de base pluviométriques disponibles dans la région d'étude ont été sélectionnées à partir du réseau d'observation de l'ANRH à partir de la station de Larabaa Makouda.

Tableau II.13 : Référence et coordonnées de la station pluviométrique.

Station	Code	Les coordonnées (UTM)		
		X	Y	Z
Larabaa Makouda	02_18_05	595565	4081096	520

Répartition de la pluie moyenne dans l'année :

La station de Larbaa Makouda est la plus proche et la plus représentatif à notre bassin, elle est en amont du bassin son altitude est supérieur à l'altitude moyenne du bassin, avec une période d'observation de 42 ans elle est suffisant est représentatif pour notre étude.

Tableau II.14: Répartition des pluies moyennes mensuelle (ANRH).

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Jun	Jul	Aout	An
P(mm)	34.4	67.75	105.94	157.64	136.32	96.43	85.63	79.82	43.41	6.22	3.15	7	823.71
P(%)	4.18	8.22	12.86	19.14	16.55	11.71	10.40	9.69	5.27	0.76	0.38	0.85	100

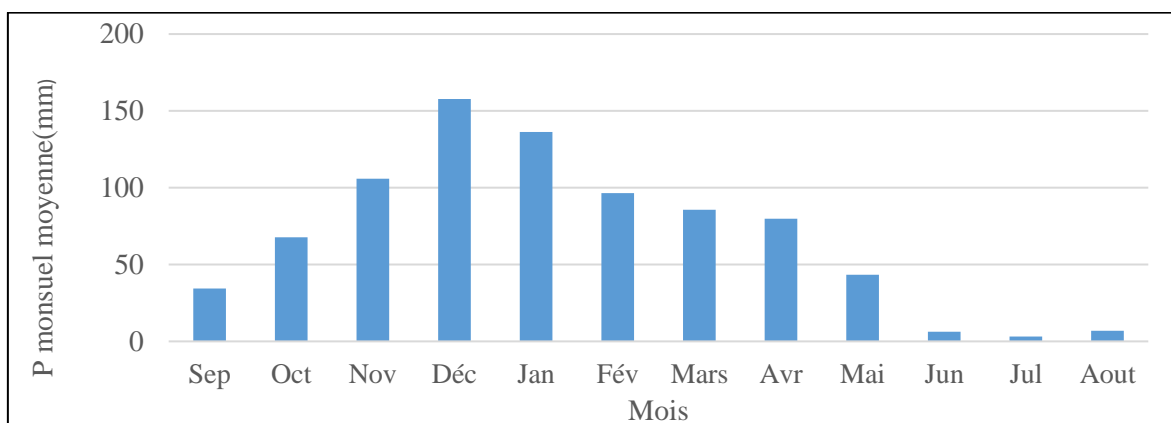


Figure II.11: Répartition des pluies moyennes mensuelle.

II.4 Etude des précipitation

II.4.1 Ajustement des pluies maximales journalières

L'ajustement sera fait avec les pluies maximales journalières.

Les données sont de la station de Larabaa Makouda de la période 1968-1978 et 1980-2010 (42 ans d'observation).

Tableau II.15: Précipitation journalière maximale (ANRH).

Année	Pjmax	Année	Pjmax
1968	182.1	1990	61
1969	200.2	1991	73.4
1970	7	1992	113
1971	54.3	1993	52.4
1972	89.7	1994	68.4
1973	93.8	1995	107.9
1974	88.4	1996	31.9
1975	57	1997	97.7
1976	61.4	1998	36.8
1977	27.5	1999	70.3
1978	70.3	2000	80.9
1980	106.9	2001	43.7
1981	59	2002	51.8
1982	67.1	2003	69.6
1983	71.5	2004	96.1
1984	69.8	2005	60.1
1985	128.6	2006	97.8
1986	99.5	2007	97.7
1987	34.1	2008	49.9
1988	57	2009	78.7
1989	45.3	2010	73.1

Tableau II.16: Caractéristiques de la série.

Caractéristiques	Formule	Valeur
Nombre d'observation	/	42
Min (mm)	/	7
Max (mm)	/	200.2
Moyenne (mm)	$X = \frac{\sum_1^{40} xi}{42}$	75.78
Ecart type	$\sigma_x = \frac{\sum_1^{42} (xi - nX)}{41}$	36.46
Coefficient de variation « Cv »	$Cv = \frac{\sigma_x}{X}$	0.48

- Classer la série des précipitations par ordre croissant.
- Calculer la fréquence expérimentale.
- Calculer les caractéristiques empiriques de la série de données.
- Ajuster graphiquement la loi choisie.
- Calculer le quantile et son intervalle de confiance.
- Fait un test d'adduction.

II.4.1.1 Ajustement à la loi GEV (Jenkinson,1955)

L'équation de la loi GEV :

$$P_{j_{\max}} = x_0 + \frac{s}{k} [1 - (-\ln F(x))^k] \quad (\text{II.20})$$

Variation de la droite de GEV :

$$y = -\ln(-\ln F(x)) \quad (\text{II.21})$$

$$F(x) = \frac{m-0.5}{N} \quad (\text{II.22})$$

Avec : x_0 : paramètre de position.

s : paramètre d'échelle.

k : paramètre de forme.

Où : m : l'ordre de classement; N : taille de l'échantillon; sont déterminés par la méthode Hazen.

Tableau II.17: Résultat de l'ajustement à la loi GEV.

Période de retour T (ans)	Probabilité	Précipitation (m)	Intervalle de confiances
			97.5 %
10000	0.9999	289.73122	214.43-783.19
1000	0.999	238.36042	190.75-491.27
100	0.990	183.06059	156.74-291.56
50	0.980	165.58573	143.82-244.99
10	0.9000	122.49245	108.64-155.38
5	0.8000	102.26748	90.53-123.58
2	0.5000	70.52515	60.44-82.35

Le test Anderson Darling (AD) :

Le résultat de test AD est 0.404 et la valeur critique est 0.757, la valeur est bonne.

Les paramètres de la loi GEV :

x_0 : 59.62239313.

s : 26.97552864.

k : -0.02150969.

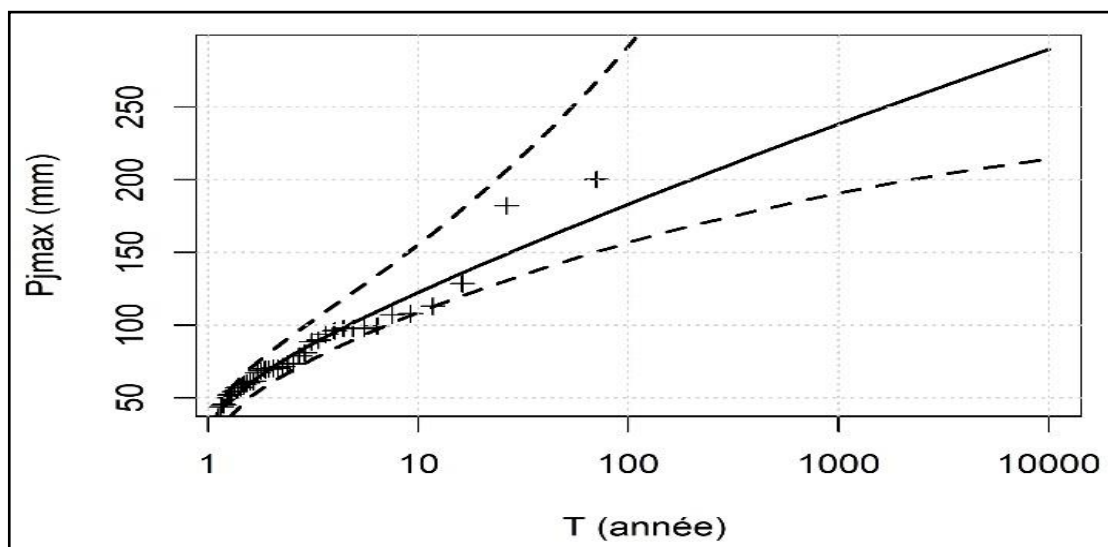


Figure II.12: Représentation graphique à la loi GEV.

II.4.1.2 Ajustement à la loi de GUMBEL(Gumbel,1958)

L'équation de la droite de GUMBEL :

$$P_{jmax} = \alpha \cdot y + x_0 \quad (\text{II.23})$$

y:variable de la droite de GUMBEL:

$$y = -\ln(-\ln F(x)) \quad (\text{II.24})$$

Avec : α :la pente de la droite de GUMBEL. $P_{jmax} = \alpha \cdot y + x_0$

x_0 :

Tableau II.18: Résultat de l'ajustement à la loi de GUMBEL.

Période de retour	Probabilité	Précipitation (mm)	Intervalle de confiances
T (ans)			97.5 %
10000	0.9999	322.4234	271.83-407.34
1000	0.999	256.77658	217.76-321.38
100	0.990	191.01372	163.62-235.65
50	0.980	171.17988	147.2-209.7
20	0.9500	144.48336	124.84-175.1
10	0.9000	124.03441	107.79-148.87
5	0.8000	102.71960	89.61-121.56
2	0.5000	70.23853	60.45-81.35

Le test Anderson Darling (AD) :

Le résultat de test AD est 0.401 et la valeur critique est 0.757, la valeur est bonne.

Les paramètres de la loi GUMBEL :

$\alpha = 27.52774$ $x_0 = 59.88956$

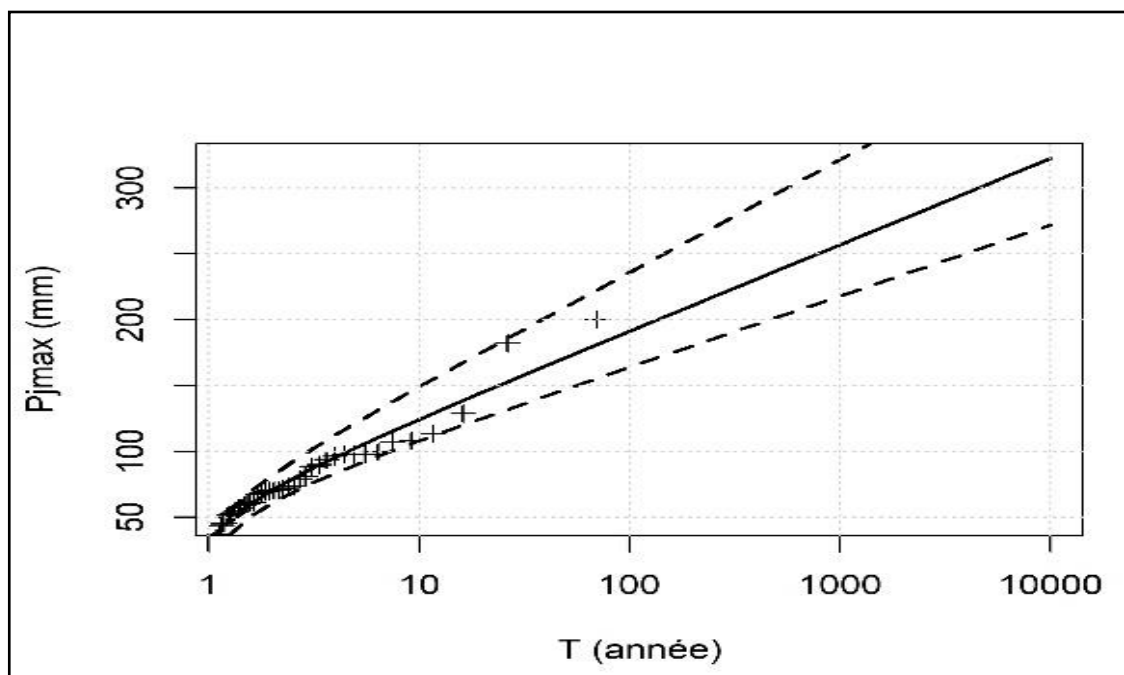


Figure II.13: Représentation graphique à la loi GUMBEL.

II.4.1.3 Ajustement à la loi Log Normal

$$\text{Log}P_{j\max} = \overline{\log P_{j\max}} + \sigma_{\log} U_{P\%} \tag{II.25}$$

Avec : σ_{\log} : écart type de la série transformée en logarithme.

U_p %: Variable réduite de Gauss.

$\text{Log } P_{j\max}$: moyenne arithmétique de la série des valeurs initiales transformées en logarithme.

Tableau II.19: Résultat de l’ajustement à la loi Log Normal.

Période de retour	Probabilité	Précipitation (m)	Intervalle de confiances
T (ans)			97.5 %
10000	0.9999	503.40058	351.812-956.81
1000	0.999	358.02849	263.6-618.43
100	0.990	236.65903	184.29-363.89
50	0.980	204.26425	162.18-302.48
10	0.9000	134.34166	111.76-179.56
5	0.8000	105.94085	89.62-134.77
2	0.5000	66.96889	56.41-79.69

Le test Anderson Darling (AD) :

Le résultat de test AD est 0.418 et la valeur critique est 0.757, la valeur est bonne.

Les paramètres de la loi Log Normal :

$$\sigma_{log} = 0.5493153.$$

$$\text{Log } P_{jmax} = 4.2062281.$$

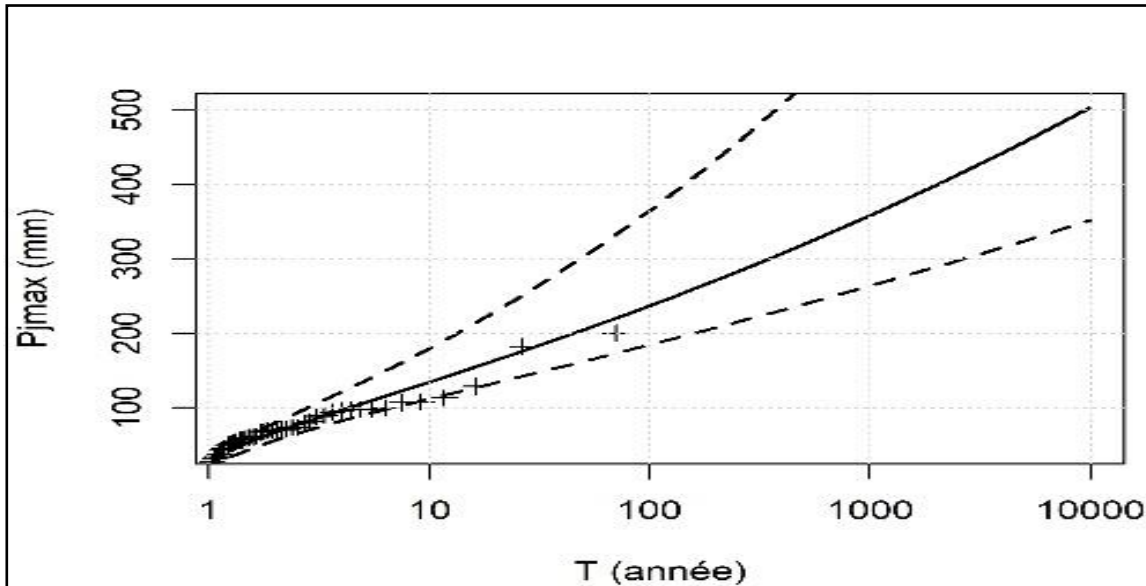


Figure II.14: Représentation graphique à la loi Log Normal.

Conclusion :

D'après les schémas et les résultats de test d'adduction (AD) qui sont délivré par logiciel RStudio, les P_{jmax} s'ajuste selon les trois méthodes mais selon les graphes la meilleure méthode est de GUMBEL en plus elle est la plus simple, alors on travaille avec les résultats de cette méthode.

II.4.2 Pluie De courte durée

Le calcul des pluies de courtes durées pour différentes fréquences a été effectué à l'aide de la relation de Body exprimée par :

$$P_{tc} = P_{maxj} \left(\frac{t}{24} \right)^b \quad (\text{II.26})$$

Avec : P_{tc} : pluies de courte durée (mm) de fréquence égale à celle de P_{maxj} .

P_{maxj} : pluies maximales fréquentielles.

t: temps en heure.

b: exposant climatique ($b = 0.4$).

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

$$I_t = \frac{P_{tc}}{t} \quad (\text{II.27})$$

Les résultats de calcul sont donnés dans l'Annexe II.1 et la représentation dans les figures (II.15 et II.16).

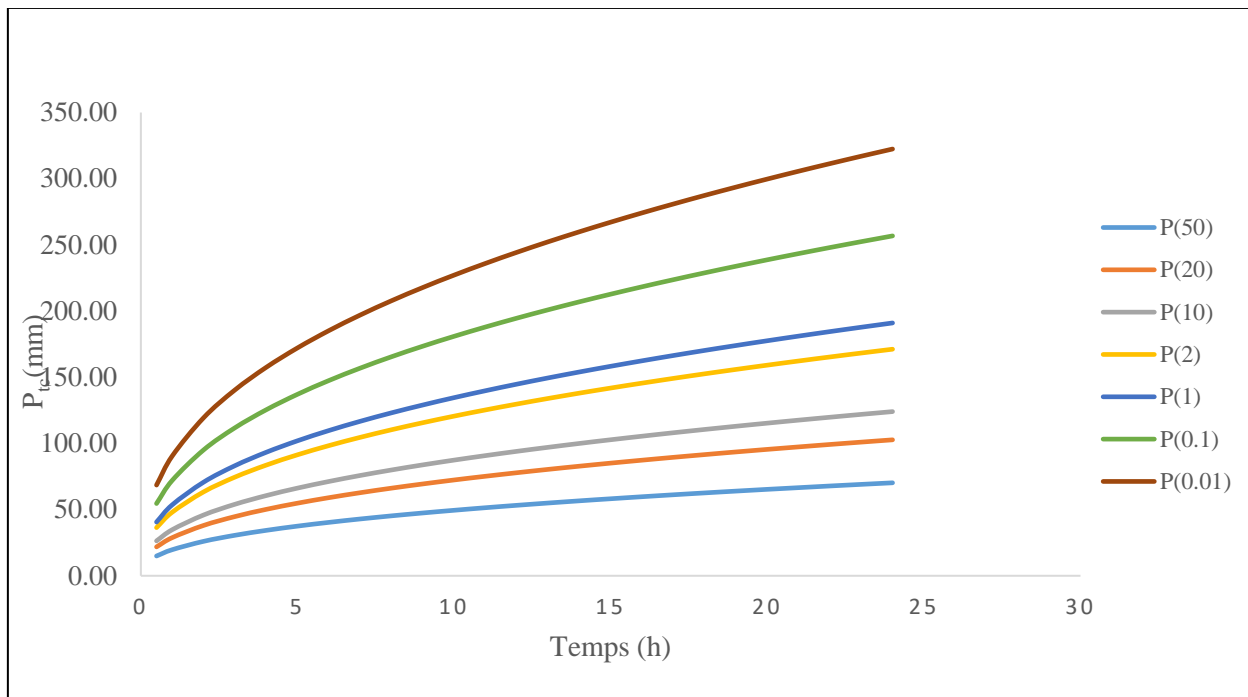


Figure II.15: pluies de courtes durées.

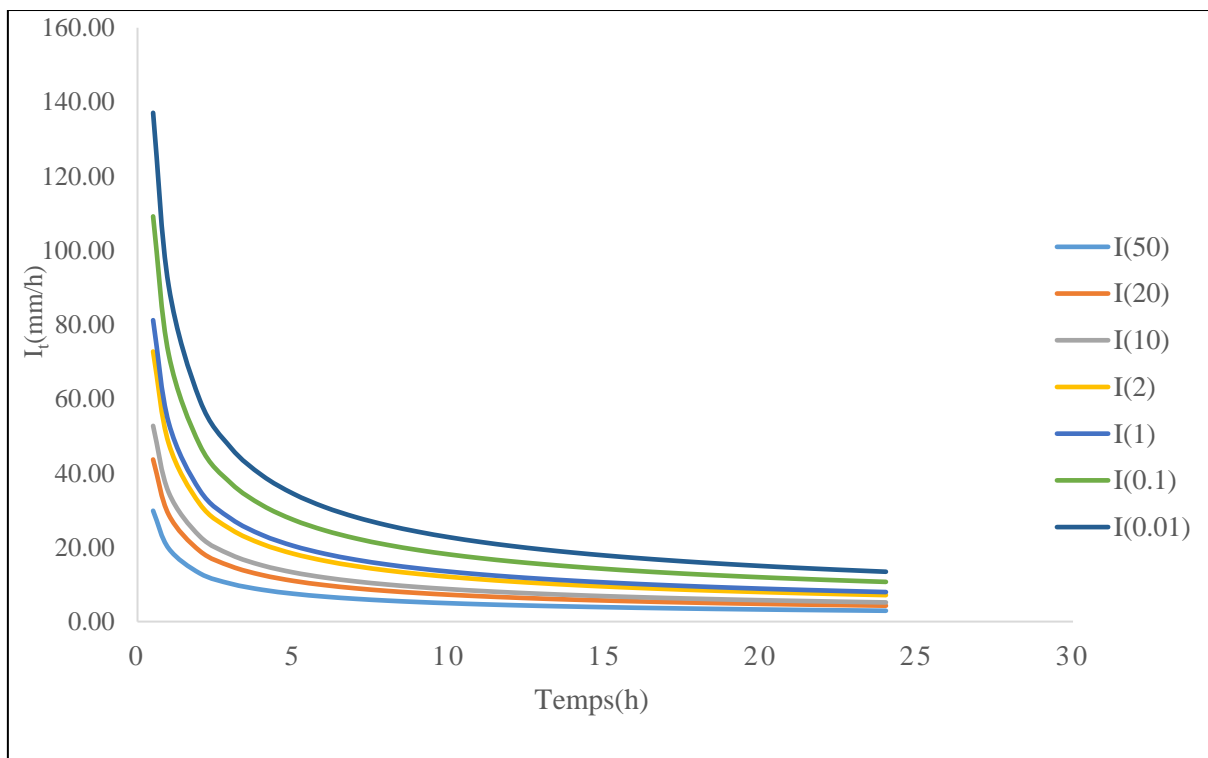


Figure II.16: Intensité –Durée –Fréquence.

II.5 Etudes des apports

II.5.1 Etudes des apports liquide

La détermination des apports est orientée de préférence vers les observations hydrométriques, lorsqu'elles existent sur le bassin versant propre du site à étudier, ou par analogie avec un bassin voisin. À défaut de ces dernières, des modèles et des formules empiriques basées sur la pluviométrie et les caractéristiques du bassin versant peuvent être utilisés. Ces modèles dépendent de la précipitation et du déficit.

L'estimation de l'apport moyen annuel du bassin versant de la retenue est calculée grâce à deux approches :

- Les formules empiriques.
- La série d'observations de la station hydrométrique.

II.5.1.1 Apports moyens interannuels

En appliquant l'analogie avec un bassin voisin :

Dû au fait que sur de l'oued Stita il n'existe pas de stations hydrométriques, on a essayé de déterminer la valeur d'écoulement annuelle entre les deux stations existantes sur de l'oued de Sébaou.

Ces valeurs obtenues par les différents bassins entre les stations Baghlia et Belloua. Si on admet que l'écoulement sur ces bassins est uniforme, et en résulte des stocks d'eau moyens annuels plus réduits dans la section du barrage Zaouia, dans le rapport des surfaces d'écoulement.

Ces stocks d'eau peuvent être déterminés d'après la relation suivant (ANBT) :

$$A_{Zaouia} = (A_{Baghlia} - A_{Belloua}) \frac{S_{Zouia}}{S_{Baghlia} - S_{Belloua}} \quad (II.28)$$

Avec : $S_{Baghlia}=2390 \text{ Km}^2$, $S_{Belloua}=1490 \text{ Km}^2$ et $S_{Zaouia}=69.74 \text{ Km}^2$.

Tableau II.20: Répartition mensuelle de l'apport moyen dans les stations (ANBT).

Mois	A _{Baghlia}	A _{Belloua}	A _{Zaouia}	ZaouiaA(%)
Sep	19.70	2.73	1.31	7.04
Oct	16.54	14.76	0.14	0.74
Nov	37.03	26.24	0.84	4.47
D ec	115.02	79.28	2.77	14.83
Jan	141.80	101.15	3.15	16.87
Fev	133.14	96.77	2.82	15.09
Mar	149.68	111.53	2.96	15.82
Avr	102.41	68.34	2.64	14.13
Mai	47.27	33.35	1.08	5.77
Jun	18.91	8.20	0.83	4.44
Jul	3.15	2.73	0.03	0.17
Aout	3.15	1.64	0.12	0.63
Annuel	787.80	546.73	18.68	100.00

Formules Empiriques :

Données de départ : $S=69.74 \text{ Km}^2$. $T_{\text{moy}}=17.025 \text{ }^\circ\text{C}$.
 $D_d=2.059 \text{ Km/Km}^2$. $P_{\text{moy}}=823.71 \text{ mm}$.

Formule de l'ANRH :

$$A_0 = 0.915 \cdot \bar{P}^{2.684} \cdot S^{0.842} \tag{II.29}$$

Avec : P : précipitation moyenne (m).
 S: superficie (en Km^2).

Formule de TURC :

$$L_e = P - \frac{P}{\sqrt{0.9 + \frac{P^2}{L^2}}} \tag{II.30}$$

$$L = 300 + 25T + 0.05 T^3 \tag{II.31}$$

Avec : T: température moyenne dans la zone d'étude. $A = L_e \cdot S$

Formule de MEDINGER :

$$L_e = 1.024(P - 0.26)^2 \tag{II.32}$$

P : Précipitation moyenne (m).
 L_e : lame d'eau écoulée (mm). $A = L_e \cdot S$

Formule de Derie II :

$$A = 0.513 P^{2.603} * D_d^{0.5} * S^{0.842} \tag{II.33}$$

Avec : D_d : densité de drainage Km/Km^2 .
 P : précipitation moyenne (m).
 S : superficie (en Km^2).

Tableau II.21: Récapitulatif de l'apport moyenne.

Méthode		Apport (Hm^3)
Analogie		18.68
Formules empiriques	AN RH	19.34
	TURC	12.25
	MEDINGER	22.69
	Derie II	15.7
	Moyenne	17.732

La valeur la plus proche à la moyenne est de la formule de l'ANRH, alors on considère que l'apport calculer par cette formule est représentatif de notre zone d'étude pour plusieurs raisons :

- Les apports des BV voisins sont enregistrés de la période (1949-1993).
- Elle est la plus proche à la moyenne (formules empiriques).
- La plus proche à la valeur de l'analogie.
- La formule de l'ANRH est applique spécifiquement en Algérie.

Tableau II.22: Répartition des apports moyens mensuels de Zaouia.

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Jun	Jul	Aout	Anul
A(Hm ³)	0.81	1.59	2.49	3.70	3.20	2.26	2.01	1.87	1.02	0.15	0.07	0.16	19.34
A(%)	4.18	8.22	12.86	19.14	16.55	11.71	10.40	9.69	5.27	0.76	0.38	0.85	100

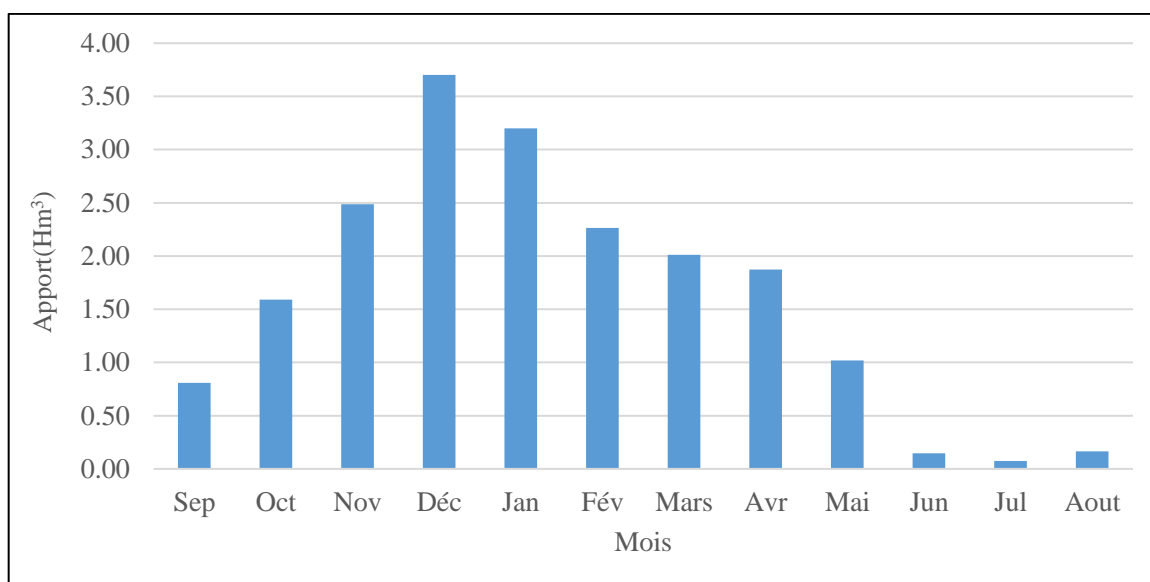


Figure II.5: apports moyens mensuels de Zaouia.

II.5.1.2 Caractéristiques de l'écoulement

Module de l'écoulement :

$$M_e = \frac{A_{moy}}{T} \tag{II.34}$$

Avec : A_{moy} : Apport moyen annuel (l) = $19.34 \cdot 10^9$ l.

T : Temps d'une année en secondes $T = 31.536 \cdot 10^6$ s

AN : $M_e = 613.267$ l/s

Module de l'écoulement relatif (spécifique) :

$$M_0 = \frac{M_e}{S_{bv}} \tag{II.35}$$

Avec: M_0 : Module de l'écoulement (l/s)
 S_{bv} : Superficie du bassin (Km²).

A.N: $M_0=8.79$ l/s/Km².

Lame d'eau écoulée :

$$L_e = \frac{A_0}{S_{bv}} \quad (\text{II.36})$$

A.N: $L_e= 277.32$ mm.

Coefficient de l'écoulement :

$$C_e = \frac{L_e}{P_{moy}} \quad (\text{II.37})$$

A.N : $C_e= 0.34$

II.5.1.3 Apport fréquentiels

Pour le dimensionnement de notre barrage, une étude des apports fréquentiels paraît nécessaire. L'estimation fréquentielle des apports peut être envisagée par l'application de la loi de Pearson III qui est donnée comme suit :

$$A\% = F_{p\%} C_v A_0 + A_0 \quad (\text{II.38})$$

Avec : $F_{p\%}$: fonction RYBKINE-FOSTER.

$A\%$: Apport de fréquence donnée.

A_0 : Apport moyen annuel (Hm³).

C_v : Coefficient de variation.

En absence des données hydrométriques on fait appel pour la détermination de coefficient de variation C_v des apports annuels d'oued Stita à des formules empiriques.

Les calculs sont effectués à partir des formules empiriques suivants :

Formule Algérienne de N.N PADOUM :

Cette formule donne de bons résultats de l'estimation du coefficient de variation de l'apport annuel et en plus elle est établie à partir d'une analyse statistique de 42 oueds de l'Algérie du nord, cette relation s'écrit comme suit :

$$C_v = \frac{0.93 K}{M_0^{0.23}} \quad (\text{II.39})$$

Avec : K : coefficient de réduction $K= (0.25-1.00)$ on prend $K=0.65$.

M_0 : module spécifique du bassin versant en (l/s/Km²).

AN : $C_v=0.37$.

Formule de SOKOLOVSKY :

$$C_v = 0.78 - 0.29 \log M_0 - 0.063 \log (S + 1) \quad (\text{II.40})$$

Avec : M_0 : Module spécifique du bassin versant en (l/s/km²).

S : Surface du bassin versant (Km²).

AN : $C_v=0.4$.

Formule de KRISTEKLY MENKEL :

$$C_v = \frac{0.83}{S^{0.06} M_0^{0.27}} \quad (\text{II.41})$$

Avec : M_0 : module de l'écoulement relatif.

S : Surface du bassin versant (Km²).

AN : $C_v=0.36$.

Formule de ANTONOV :

$$C_v = \frac{0.7}{(S+1000)^{0.097}} \quad (\text{II.42})$$

Avec : S : Surface du bassin versant (Km²).

AN : $C_v=0.36$

Tableau II.23: Récapitulatif des résultats des coefficients des variations.

Formule	Valeur
Algérienne de N.N PADOUM	0.37
Formule de SOKOLOVSKY	0.4
KRISTEKLY MENKEL	0.36
ANTONOV	0.36
Moyenne	0.37

Toutes les valeurs sont proches et la moyenne est égale à la valeur de la formule Algérienne de N.N PADOUM donc on considère que $C_v= 0.37$.

Donc la distribution des apports fréquentiels sera régie par l'équation :

$$A_{\%} = \frac{A}{(C_v^2 + 1)^{0.5}} e^{U \sqrt{\ln(C_v + 1)}} \quad (\text{II.43})$$

Avec : A : Apport annule (Hm³).

$A_{\%}$: Apport de fréquence donnée.

U : variable réduite de Gauss.

Les calculs des apports fréquentiels a conduit au tableau suivant :

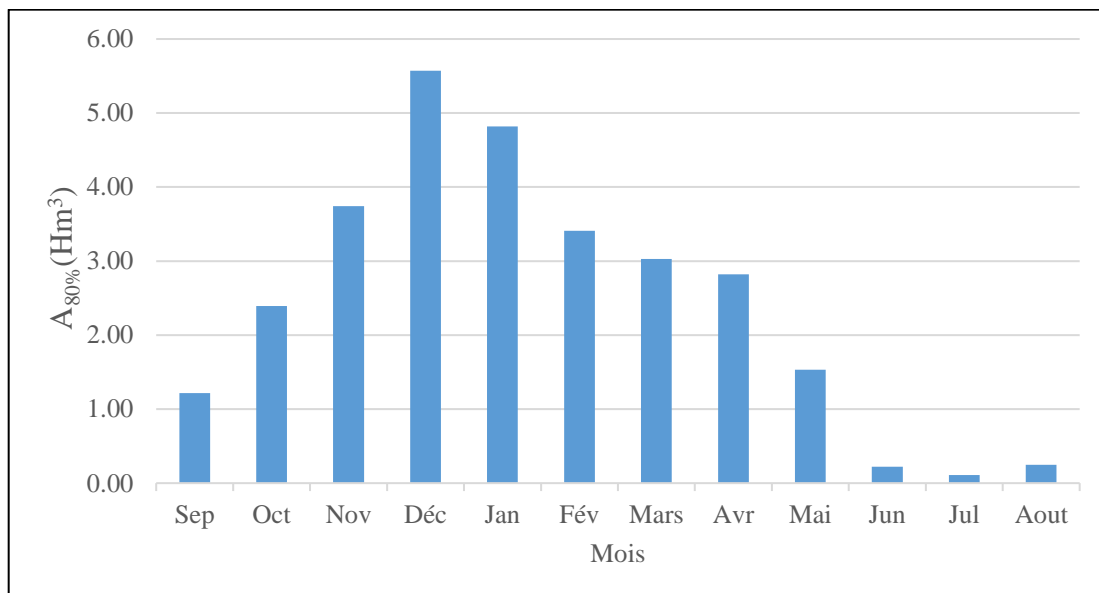
Tableau II.24: Apports fréquentiels.

Période de retour (ans)	Fréquence (%)	Variable de Gauss	Apport A (Hm ³)
5	80	0.8428	30.11
10	90	1.285	37.30
25	96	1.753	48.50
50	98	2.0571	57.53
100	99	2.328	66.97
1000	99.9	3.1	103.27

La répartition mensuelle de l'apport moyen annuel suit la même répartition mensuelle des précipitations ; on a : $A_{80\%}=30.11 \text{ Hm}^3$.

Tableau II.25: Apport mensuelle de fréquence 80%.

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Jun	Jul	Aout	Total
$A_{80\%}(\text{Hm}^3)$	1.22	2.39	3.74	5.57	4.82	4.41	3.03	2.82	1.55	0.22	0.11	0.25	30.11
$A_{80\%}(\%)$	4.18	8.22	12.86	19.14	16.55	11.71	10.40	9.69	5.27	0.76	0.38	0.85	100

**Figure II.18:** Répartition mensuelle de l'apport moyen interannuel de fréquence 80 %.

II.5.2 Apports solides et estimation du volume mort

L'évaluation de l'envasement est indispensable pour que le dimensionnement de l'ouvrage soit plus fiable vis-à-vis la durée de vie. Pour cela on doit calculer les apports solides (par charriage et par suspension).

Durant une année de service du barrage de Zaouia et par défaut de manque de données sur les débits solides sur Oued STITA nous opterons pour un calcul empirique.

Formule de GRAVILOVITCH :

Cette formule est largement utilisée en Algérie, elle exploite les caractéristiques physiques et l'indice climatique du bassin versant.

$$V_M = \frac{T_a * S * T_t}{\gamma_s} \quad (\text{II.44})$$

$$T_a = T_{sp} * C_{RM} \quad (\text{II.45})$$

Tel que :

$$T_{sp} = T * P_{moy} * \pi * \sqrt{Z^3} * S \quad (\text{II.46})$$

$$T = \sqrt{\frac{t}{10}} + 0.1 \quad (\text{II.47})$$

$$C_{RM} = \frac{\sqrt{P}}{0.2 * (L + 10)} * H_{MOY} \quad (\text{II.48})$$

Avec : T_a : taux d'abrasion (t/Km²/an).

T_{sp} : Production totale de débit solide (m³/an).

T : coefficient thermique.

Z : coefficient d'érosion relative en fonction de la description du bassin versant ($Z=0.3$).

P_{moy} : pluie moyenne annuelle (mm) ; $P_{moy}=823.71\text{mm}$

t : température moyenne annuelle (°C) ; $t=17.025^\circ\text{C}$.

S : superficie de bassin versant ; $S=69.74\text{Km}^2$.

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

G_{rm} : taux de rétention des sédiments produits par le bassin.

P : périmètre du bassin versant (Km) ; $P=38.44$ km.

L : longueur du talweg principal (Km) ; $L=10.9$ km.

H_{moy} : Altitude moyenne (km) ; $H_{moy}=0.34794$ km.

γ_s : Poids spécifique des sédiments (1.4 t/m³). [ANBT].

AN : $V_M = 2.33 H_m^3$.

Le transport solide par charriage est généralement estimé de (10 à 20) % de transport solide en suspension, on prend la valeur de 20%.

Alors $V_{MT} = 2.8 H_m^3$.

Formule de Saidi :

$$E_s = 19. M_0^{1.246} C_e^{-0.885} \quad (\text{II.49})$$

$$V_M = \frac{E_s * S * T}{\gamma_s} \quad (\text{II.50})$$

Avec : M_0 : Module de l'écoulement spécifique (l/s/Km²) ; $M_0=8.79$ l/s/Km².

C_e : Coefficient de l'écoulement ; $C_e=0.34$.

AN : $V_M=1.84$ Hm³ avec suspension $V_{MT}=2.21$ Hm³.

Conclusion :

Les deux valeurs sont proches on prend le résultat qui donne la formule de GRAVILOVITCH parce que le plus grand (sécurité), et cette formule contient plusieurs paramètres. $V_m=2.8$ Hm³.

II.6 Etude des crues

C'est quoi une crue ? La crue est l'élévation du niveau d'un cours d'eau provoquée par les pluies ou par la fonte de neige qui risque de causer des dégâts. La crue est caractérisée par :

- Son débit maximum instantané.
- Sa durée.
- Le volume total écoulé.

L'étude des crues a pour but l'estimation des débits de pointe fréquents et la définition de la forme de l'hydrogramme.

II.6.1 Evaluation des débits maximums des crues

On détermine le débit maximal de la crue soit à l'aide des formules empiriques ou par les lois statistiques.

Notre bassin est un bassin non jaugeé alors on utilise les formules empiriques.

II.6.1.1 La formule de GRADEX

La méthode du GRADEX est une approche hydro pluviométrique probabiliste du calcul des débits de crues extrêmes d'une rivière pour des périodes de retour allant de 100 à 10000 ans, elle est développée par Guillot et Duband (1967). Publiée par : (Cigb, 1994), (Meddi & Belhadj, 2010). Elle s'applique à des bassins versants de quelques dizaines à plusieurs milliers de km² (jusqu'à 5000 km²), recevant des pluies relativement homogènes du point de vue spatial.

Hypothèses de la méthode :

Cette méthode s'appuie sur trois hypothèses :

1. Les débits maximums recherchés sont provoqués uniquement par des pluies maximales, uniformément réparties sur le bassin. Il n'y a donc pas diverses origines de formation des crues.

2. Les pluies maximales et les débits correspondants suivent une même loi de distribution statistique, dite des extrême en raison de la nature du phénomène étudié (crues rares). Ceci exprime surtout le fait que le comportement asymptotique des lois de distribution des pluies et des débits est identique. La loi de Gumbel (Gumbel, 1958) est souvent utilisée dans ce but et dans ce cas uniquement, le caractère exponentiel de cette distribution est décrit par la pente de la droite d'ajustement des pluies observées, mesurées sur un diagramme de probabilité adéquat. La pente de cette droite est le gradient de cette distribution exponentielle.
3. On admet que la rétention moyenne du bassin versant atteint sa valeur maximale pour une crue décennale Q_{10} ans.

On a les trois hypothèses sont vérifiées.

Pour la deuxième hypothèse et pour l'ajustement des pluies il y a une condition à vérifier avant passer à l'ajustement, le nombre de pluviographe ou pluviomètre (station pluviométrique) :

$$n = \sqrt{\frac{S}{100}} \quad (\text{II.51})$$

Pour notre cas $S=69.74 \text{ Km}^2$ alors $n=1$; l'ajustement est déjà fait avec les $P_{j\max}$ de la station de Makouda avec la loi de Gumbel. Pour la troisième hypothèse on n'a pas d'enregistrements des crues dans le bassin étudié alors on estime par analogie avec d'autres bassins voisins.

Étapes de la méthode :

1-Choisir le pas de temps n heures (généralement égale à la moyenne des temps de base des hydrogrammes de crues disponibles, Pour la commodité des calculs on retiendra une valeur très arrondie, par exemple 2, 4, 6 ... 48 heures. Le résultat final, débits de pointe, dépendent peu de h : il suffit de ne pas commettre d'erreur d'ordre de grandeur sur h).

Pour nous on a un temps de base 9.98 heures alors on prend $N=10$ heures.

2-Ajuster par la loi de Gumbel des pluies maximales journalières.

On a déjà fait et l'équation de la droite de Gumbel est :

$$P(\text{mm}) = 27.52774 \mu + 59.88956 \quad (\text{II.52})$$

μ : variable réduite de Gumbel.

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

$$R_{10\text{ans}} (\text{mm}) = \frac{Q_{10\text{ans}} * N * 3.6}{S} \quad (\text{II.53})$$

On n'a pas d'enregistrements des crues dans le bassin étudié alors on estime par analogie avec d'autres bassins voisins.

Bassin de Bellaou : ($S = 2390 \text{ Km}^2$; $Q_{10\text{ans}}=2034 \text{ m}^3/\text{s}$), alors :

$$Q_{10\text{ansZaouia}} = \frac{S_{Zaouia} * Q_{10\text{Bellaou}}}{S_{Bellaou}} \quad (\text{II.54})$$

De (II.54) $Q_{10\text{ansZaouia}} = 59.35 \text{ m}^3/\text{s}$; et de (II.53) $R_{10\text{ans}} (\text{mm}) = 30.34 \text{ mm}$.

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

$$R_{\mu} = a \cdot \mu + b' \quad (\text{II.55})$$

Avec : a : Le Gradex de la pluie.

μ : Variable réduite de Gumbel ($\mu = -\ln(-\ln(F))$).

$b' = R_{10\text{ans}} - a \cdot \mu (T=10 \text{ ans})$. $b' = -31.3$.

Par la formule (II.53) exprimer les R ces en m^3/s .

5-Calculer les débits des points : le K_p égal au rapport des débits des points sur les débits moyennes (en utilisant les enregistrements de Belleaou) $K_p = 2$.

$$Q_p = Q * K_p \quad (\text{II.56})$$

Tableau II.26: Débits de pointe par la méthode du Gradex.

T(ans)	F(x)	u	R _u (mm)	Q	Q _p
20	0.95	2.97	50.4566232	97.7456918	195.491384
50	0.98	3.9	76.0574214	147.340127	294.680254
100	0.99	4.6	95.3268394	184.669272	369.338543
1000	0.999	6.91	158.915919	307.855449	615.710899
10000	0.9999	9.21	222.229721	430.508354	861.016707

II.6.1.2 La formule de ANRH

Cette formule est développée par l'Agence National des Ressources Hydrauliques, cette méthode prend en considération du bassin (la pente moyenne), les pluies maximales (Pj10 ans), et le paramètre de Gradexe (pente de Gumbel de l'ajustement des pluies maximales journaliers).

Tableau II.27: Débits maximaux fréquentiels.

T(ans)	20	50	100	1000	10000
Méthode(m^3/s)					
GRADEX	195.49	294.8	369.34	615.71	861.02
ANRH	291	357	407	572	736

On travaille avec les résultats de GRADEX.

II.6.2 Hydrogramme de crue

La forme des crues (temps de montée et de décrue) est déterminée à l'aide de la méthode de Sokolovsky, qui assimile l'hydrogramme de crue à deux équations paraboliques l'une pour le temps de montée et définie par :

$$Q_m = Q_{\max} \left(\frac{t}{t_m} \right)^2 \quad (\text{II.57})$$

Et l'autre pour la décrue exprimée par :

$$Q_d = Q_{\max} \left(\frac{t_b - t}{t_d} \right)^3 \quad (\text{II.58})$$

Avec : Q_{\max} : débit maximum de fréquence donnée.

t_m, t_d : temps de montée et de décrue.

Temps de base : $t_b = t_m + t_d$

$t_d = \delta t_m$, et $t_m = t_c$

Tableau II.28: Coefficients de forme de l'hydrogramme de crue δ . (Touaibia,2004).

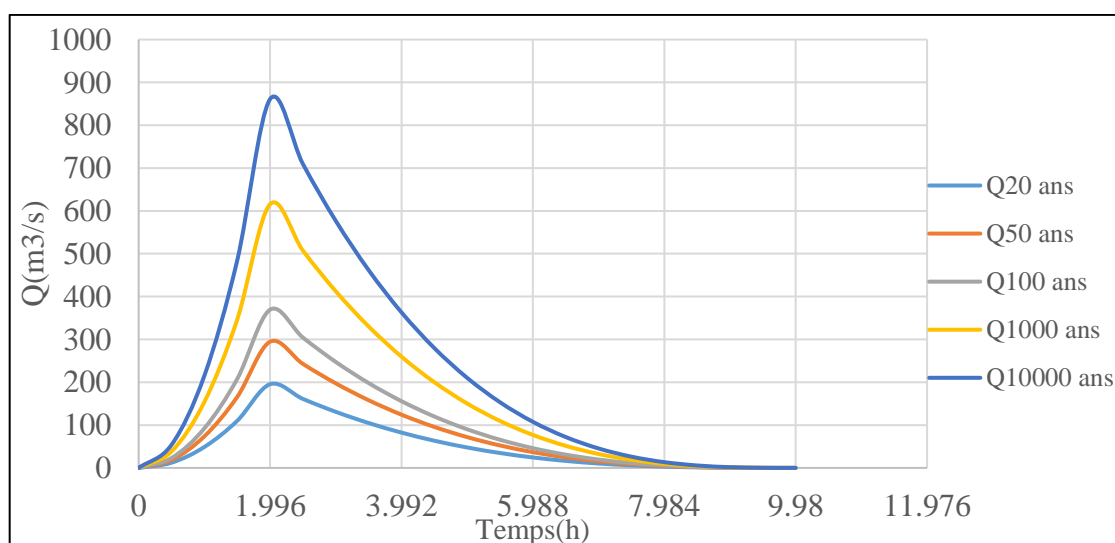
Description du cours d'eau	Valeur de δ
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants dénudés et faiblement perméables.	2-2.5
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants brisés ou perméables, moyens cours d'eau avec terrasses de lit majeur normales.	3-4
Grands et moyens cours d'eau avec des terrasses de débordements étendues.	4-7

On prend $\delta=4$ $t_d = 4 * 1.996$

$t_d = 7.984$ h ; $t_m = 1.996$ h ; $t_b = 9.98$ h.

Tableau II.29: Valeurs des débits de crues en fonction du temps.

Temps(h)	Période de retour (ans)				
	20	50	100	1000	10000
0	0	0	0	0	0
0.499	12.218125	18.4175	23.08375	38.481875	53.81375
0.998	48.8725	73.67	92.335	153.9275	215.255
1.497	109.96313	165.7575	207.75375	346.33688	484.32375
1.996	195.49	294.68	369.34	615.71	861.02
2.495	161.0788	242.80884	304.32678	507.32941	709.45862
2.994	130.96303	197.41258	247.42895	412.4776	576.81613
3.493	104.85633	158.05956	198.10546	330.25265	461.83128
3.992	82.472344	124.31813	155.81531	259.75266	363.24281
4.491	63.524705	95.756611	120.01747	200.07569	279.78946
4.99	47.727051	71.943359	90.170898	150.31982	210.20996
5.489	34.79302	52.446709	65.734585	109.58315	153.24306
5.988	24.43625	36.835	46.1675	76.96375	107.6275
6.487	16.370378	24.676572	30.928618	51.5597	72.102017
6.986	10.309043	15.539766	19.476914	32.469082	45.405352
7.485	5.9658813	8.9929199	11.271362	18.789978	26.276245
7.984	3.0545313	4.604375	5.7709375	9.6204688	13.453438
8.483	1.2886304	1.9424707	2.4346143	4.0586353	5.6756689
8.982	0.3818164	0.5755469	0.7213672	1.2025586	1.6816797
9.481	0.0477271	0.0719434	0.0901709	0.1503198	0.21021
9.98	0	0	0	0	0

**Figure II.19:** Hydrogrammes des crues probables en fonction du temps.

II.6.3 Choix de la crue de projet

La crue de projet est la crue maximale que l'ouvrage doit être capable d'évacuer pour une probabilité donnée. Alors que le choix de la crue de ce projet dépend, essentiellement, de l'importance de l'ouvrage à réaliser, des conséquences qui peuvent se produire à l'aval et des considérations technico-économiques liées à l'aménagement et à l'environnement.

Rappelons qu'une petite submersion d'un barrage en terre peut engendrer la rupture totale de celui-ci, contrairement aux barrages en béton où on peut faire des réparations lors du passage d'une crue exceptionnelle. Rappelons, aussi que pour la détermination de la crue de projet, deux approches sont à notre disposition :

-L'approche déterministe qui est basée sur l'observation et l'historique.

-L'approche probabiliste qui est basée sur la statique.

-La précision entre le débit et la fréquence dépend essentiellement de la qualité et la quantité des données.

-La précision et la bonne estimation.

Autrement dit, il s'agit de chercher un compromis optimum entre l'aspect économique de la construction et les risques des crues à l'aval (la vie humaine est irremplaçable). Alors, pour son estimation, nous nous reportons aux recommandations du Comité Australien des Grands Barrages.

Tableau II. 30: Recommandation du comité National Australien des grands barrages pour le calcul de la crue de projet.

Catégories des dommages supplémentaires	Crue de projet (probabilité de dépassement annuelle)
Élevés (perte de vies, dommages considérables)	1/100000 ÷ 1/10000
Importants (pas de perte de vie humaines, dommages importants)	1/10000 ÷ 1/1000
Faibles (pas de pertes de vies humaines, dommages légers)	1/1000 ÷ 1/100

Nous pouvons, aussi déterminé de la crue de projet en tenant compte des caractéristiques géologiques et hydrologiques du bassin versant (précipitations, superficie, perméabilité...).

On doit calculer l'indice global "I_g" qui est lié à tous ces paramètres tel que : $I_g = I_a * I_d * I_r$.

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

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

I_r : Représente les risques.

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

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

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

Tableau II.31: Choix de la crue de projet.

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

Alors nous optons pour une crue de projet de probabilité de 0.1% ($T=1000$ ans).

$$Q_{\text{crue projet}} = 615.71 \text{ m}^3/\text{s}. \quad V_{\text{crue}} = 5.96 \text{ Hm}^3.$$

Pour la crue des travaux Nous adoptons crue de période de retour ($T = 20$ ans).

$$Q_{\text{crue travaux}} = 195.49 \text{ m}^3/\text{s}. \quad V_{\text{crue}} = 1.89 \text{ Hm}^3.$$

II.7 Régularisation des débits

L'étude de régularisation du barrage projeté sur l'Oued STITA a pour objectif de déterminer le volume de la réserve utile ainsi que le niveau correspondant. Différents types de régularisation sont utilisés :

La régularisation saisonnière : est utilisée lorsque les apports sont supérieurs à la demande.

La régularisation interannuelle : est utilisée lorsque les apports sont inférieurs à la consommation.

Les paramètres générant le calcul de la régularisation sont :

- L'apport (A80% en Mm3).
- La consommation totale (Mm3).
- Les infiltrations et l'évaporation.
- Les courbes caractéristiques de la retenue.

II.7.1 Courbes caractéristiques de la retenue

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

$$\Delta V_i = \left(\frac{S_i + S_{i+1}}{2} \right) \Delta H_i \quad (\text{II.59})$$

Avec : S_i : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_i en m^2 .

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

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

ΔV : volume élémentaire compris entre deux courbes de niveaux successives en m^3 .

Tableau II.32: Courbes topographique et volumique.

Cote(m)	S(Km ²)	S _{moy} (Km ²)	V(Hm ³)
65	0.00000	0.00541	0.00000
66	0.01082	0.16019	0.00541
67	0.30956	0.33722	0.16560
68	0.36488	0.41067	0.50282
69	0.45645	0.50718	0.91349
70	0.55790	0.65175	1.42067
71	0.74560	0.79713	2.07241
72	0.84866	0.90402	2.86954
73	0.95938	1.01995	3.77356
74	1.08051	1.14613	4.79350
75	1.21174	1.28584	5.93963
76	1.35993	1.44992	7.22547
77	1.53992	1.61912	8.67539
78	1.69832	1.75974	10.29451
79	1.82115	1.89297	12.05425
80	1.96478	2.04694	13.94722
81	2.12910	2.18355	15.99416
82	2.23800	2.29873	18.17771
83	2.35946	2.45358	20.47644
84	2.54771	2.61986	22.93002
85	2.69201	2.76160	25.54988
86	2.83119	2.89161	28.31148
87	2.95204	3.04994	31.20309
88	3.14784	3.23337	34.25303
89	3.31890	3.40604	37.48640
90	3.49317	3.56003	40.89243
91	3.62689	3.70878	44.45246
92	3.79068	3.868833123	48.1612459
93	3.94698		52.03007902

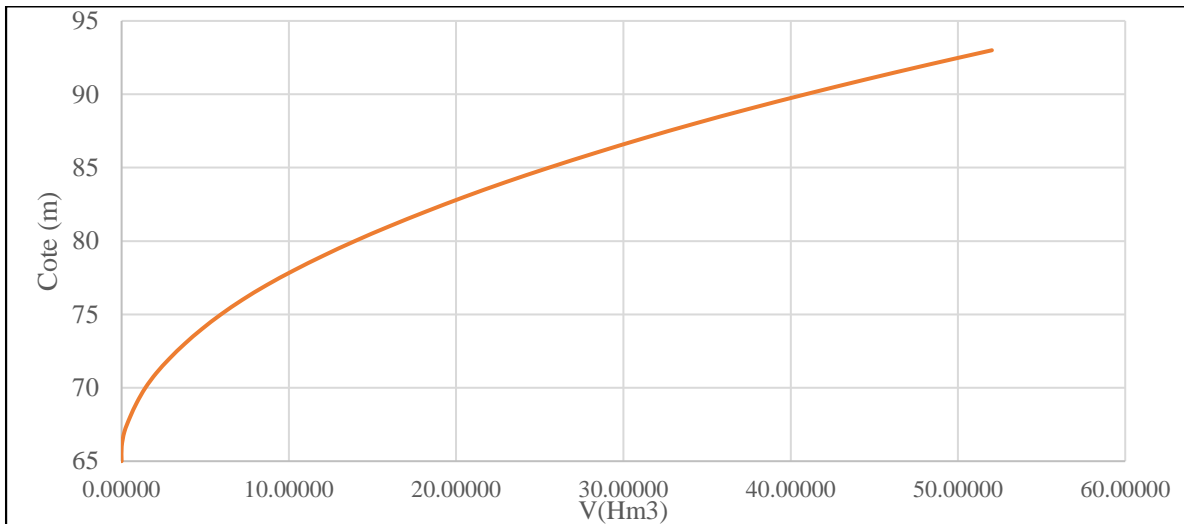


Figure II.20: Courbe capacité hauteur.

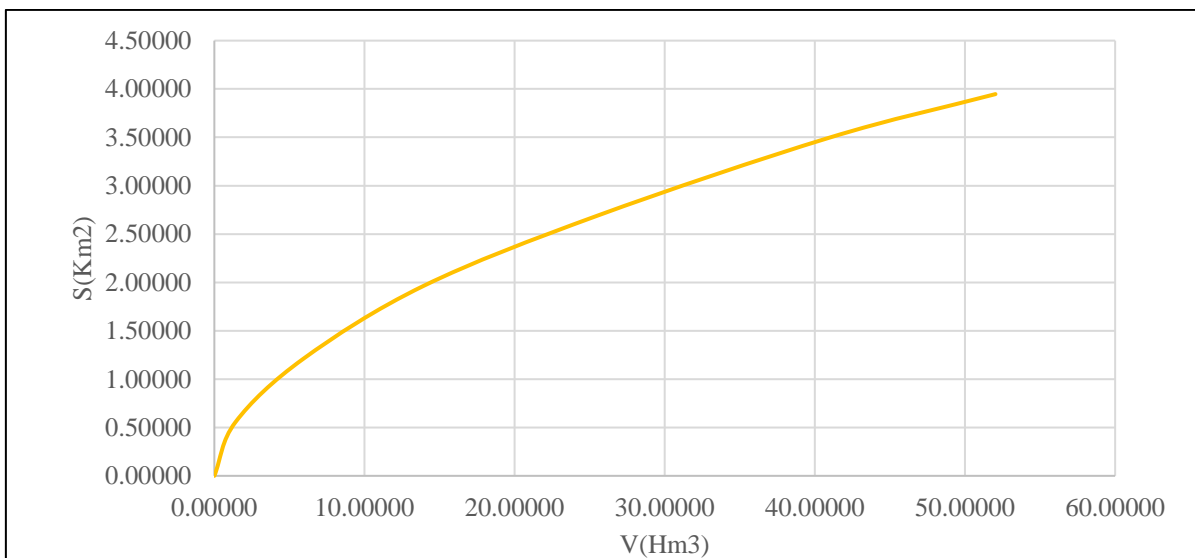


Figure II.21: Courbe volumétrique.

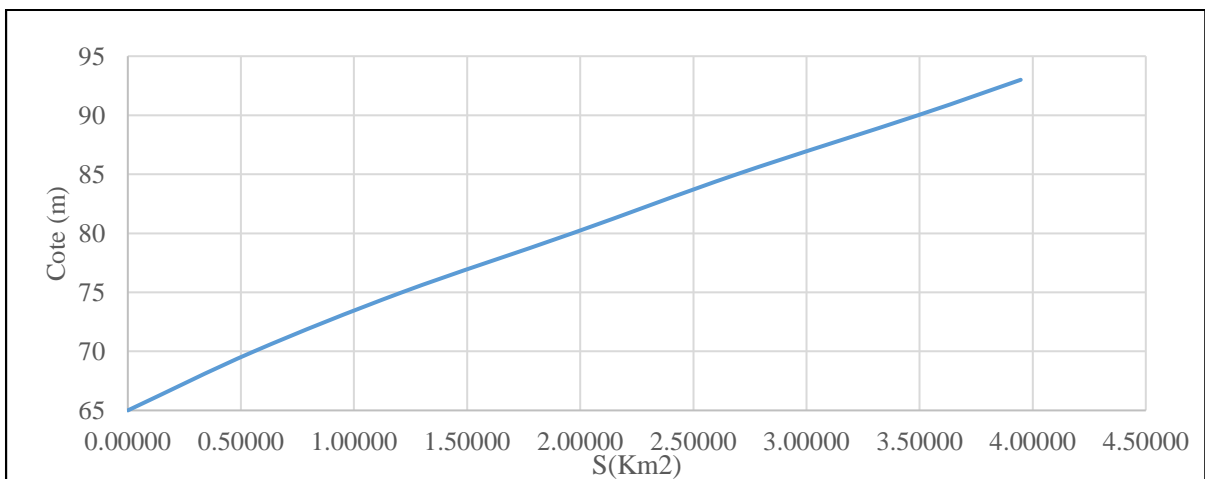


Figure II.22: Courbe surface –hauteur.

II.7.2 Calcul du volume utile

Pour calculer le volume utile du barrage, nous avons besoin de :

- L'apport annuel A80%.
- La consommation totale.
- Le volume mort de la retenue.
- Le calcul de la régularisation qui est effectué en utilisant "la méthode du bilan d'eau".

Procédé de calcul

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

Les apports A_{80%} pour chaque mois sont dans le tableau (II.25).

Les besoins :

- Une surface a irriguée de 1300 ha qui a besoin 7 Hm³/an.
- Les besoins en AEP 15 Hm³/an.
- Les besoins en AEI 5 Hm³/an.

La totalité des besoins 27 Hm³/an et l'apport est 30.11 Hm³/an, alors en a dans le cas de la régularisation saisonnière.

Tableau II.33 : Besoins mensuels de Zaouia (ANBT).

Mois	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Jun	Jul	Aout	Sep	Oct	Total
U(Hm ³)	0.824	0.824	0.824	0.824	0.824	0.824	3.812	3.812	3.812	3.95	3.335	3.335	27
U(%)	3.05	3.05	3.05	3.05	3.05	3.05	14.12	14.12	14.12	14.63	12.35	12.35	100

La période de bonne hydraulité est celle du mois de Novembre jusqu'au mois d'Avril.

Les calculs se font comme suit :

$$V_{rf} = V_{ri} + (W-U). \quad (II.60)$$

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

V_{ri}: Volume de remplissage initial.

S : Volume excédentaire à évacuer.

W : Apport de chaque mois.

U : Consommation de chaque mois.

La capacité utile détermine le niveau de remplissage possible de la retenue dans les conditions normales 'exploitation. C'est-à-dire à la côte du niveau normal de la retenue.

L'alternance de la période de remplissage ou de restitution, s'appelle temps de fonctionnement. Donc le calcul du volume utile nécessite la connaissance du deux types de fonctionnement de la retenue :

1ère consigne d'exploitation : Elle consiste à remplir le barrage, lors des crues, jusqu'au niveau normal de la retenue (NNR). Ensuite restituer l'excédent d'eau qui est déversée par l'évacuateur de surface. Le niveau de remplissage initial est fixé au remplissage final qui est déterminé pour chaque mois, en tenant compte du NNR et du niveau du volume mort NVM que l'on ne doit pas dépasser.

2ème Consigne d'exploitation : Cette consigne consiste à faire évacuer les eaux excédentaires à travers l'évacuateur de fond.

II.7.2.1 Calcul de V_U sans tenir compte les pertes en évaporation et en infiltration

Tableau II.34: Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en évaporation et en infiltration (Hm³).

Mois	W	U	W-U	V_s Et V_d	1 ère consigne			2ème consigne		
					Vrf	Vri	S	Vrf	Vri	S
						2.8				
Nov	3.74	0.824	2.916	$V_s=19.446$	5.716	5.716	0	-0.116	2.800	-2.916
Déc	5.57	0.824	4.746		10.462	10.462	0	2.606	2.800	-0.194
Janv	4.82	0.824	3.996		14.458	14.458	0	7.352	7.352	0
Févr	4.41	0.824	3.586		18.044	18.044	0	11.348	11.348	0
Mars	3.03	0.824	2.206		20.250	19.136	1.114	14.934	14.934	0
Avr	2.82	0.824	1.996		21.132	19.136	1.996	17.140	17.140	0
Mai	1.53	3.812	-2.282	$V_d=16.336$	16.854	16.854	0	19.136	19.136	0
Juin	0.22	3.812	-3.592		13.262	13.262	0	16.854	16.854	0
Juil	0.11	3.812	-3.702		9.560	9.560	0	13.262	13.262	0
Août	0.25	3.950	-3.700		5.860	5.860	0	9.560	9.560	0
Sept	1.22	3.335	-2.115		3.745	3.745	0	5.860	5.860	0
Oct	2.39	3.335	-0.945		2.800	2.800	0	3.745	3.745	0
					3.11			3.11		

D'après la régularisation nous constatons que la retenue fonctionne à un seul temps.

$V_s > V_d$ alors $V_U = V_d = 16.336 \text{ Hm}^3$ et $V_{NNR} = V_U + V_M$; $V_{NNR} = 19.136 \text{ Hm}^3$.

II.7.2.2 Calcul de V_U compte tenu des pertes en évaporation et en infiltration

Les pertes dans la retenue sont à deux sortes :

Pertes par évaporation

$$V_{ep} = E_s \cdot S_{moy} \quad (\text{II.61})$$

$$V_{moy} = \left(\frac{V_{rfi} + V_{rfi+1}}{2} \right) \quad (\text{II.62})$$

Pertes par infiltration :

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{inf} = \frac{\delta \cdot V_{moy}}{100} \tag{II.63}$$

Avec : δ : Coefficient qui dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette. (on prend $\delta=0.5$).

Tableau II.35: Calcul des pertes en évaporation et en infiltration.

Mois	V _{moy}	S _{moy} (Km ²)	P _{inf}	Evaporation(mm)	P _{éva} (Hm ³)	P _{total} (Hm ³)
Nov	4.258	1.01926713	0.02129	55.7	0.05677318	0.078
Déc	8.089	1.46212231	0.040445	37.6	0.0549758	0.095
Janv	12.460	1.87418784	0.0623	39.8	0.07459268	0.137
Févr	16.251	2.1511257	0.081255	54.4	0.11702124	0.198
Mars	19.147	2.31233212	0.095735	69.9	0.16163201	0.257
Avr	20.134	2.35730911	0.10067	96.4	0.2272446	0.328
Mai	17.995	2.25342944	0.089975	129.1	0.29091774	0.381
Juin	15.058	2.07203385	0.07529	155.3	0.32178686	0.397
Juil	11.411	1.78435631	0.057055	181.5	0.32386067	0.381
Août	7.710	1.42171234	0.03855	173.7	0.24695143	0.286
Sept	4.803	1.08686283	0.0240125	120.9	0.13140172	0.155
Oct	3.273	0.89300418	0.0163625	88.8	0.07929877	0.096

Tableau II.36: Régularisation saisonnière compte tenu des pertes en évaporation et en infiltration.

Mois	W	U	P	W-U-P	V _s et V _d	1 ère consigne			2ème consigne		
						V _{rf}	V _{ri}	S	V _{rf}	V _{ri}	S
							2.8				
Nov	3.74	0.824	0.078	2.838	V _s =18.352	5.638	5.638	0	2.479	2.8	0.321
Déc	5.57	0.824	0.095	4.651		10.289	10.289	0	5.317	5.317	0
Janv	4.82	0.824	0.137	3.859		14.148	14.148	0	9.968	9.968	0
Févr	4.41	0.824	0.198	3.388		17.535	17.535	0	13.827	13.827	0
Mars	3.03	0.824	0.257	1.949		19.484	19.484	0	17.215	17.215	0
Avr	2.82	0.824	0.328	1.668		21.152	20.831	0.321	19.163	19.163	0
Mai	1.53	3.812	0.381	-2.663	V _d =18.031	18.169	18.169	0	20.831	20.831	0
Juin	0.22	3.812	0.397	-3.989		14.179	14.179	0	18.169	18.169	0
Juil	0.11	3.812	0.381	-4.083		10.097	10.097	0	14.179	14.179	0
Août	0.25	3.950	0.286	-3.986		6.111	6.111	0	10.097	10.097	0
Sept	1.22	3.335	0.155	-2.270		3.841	3.841	0	6.111	6.111	0
Oct	2.39	3.335	0.096	-1.041		2.800	2.800	0	3.841	3.841	0
						0.321			0.321		

$V_s > V_d$ alors $V'_U = V_d = 18.031 \text{Hm}^3$ et $V_{NNR} = V_U + V_M$; $V_{NNR} = 20.831 \text{Hm}^3$.

Evaluation de l'erreur :

Les volumes des pertes sont considérés comme une consommation pour ces calculs on doit vérifier la condition suivante : ($1\% < \varepsilon < 2\%$).

Si la condition n'est pas vérifiée on doit faire des itérations.

$$\varepsilon = \frac{V'_u - V_u}{V_u} * 100 \quad (\text{II.64})$$

AN : $\varepsilon = 9.4\%$. On va faire une deuxième itération.

Tableau II.37 : Calcul les pertes en évaporation et en infiltration pour la deuxième itération.

Mois	V _{moy}	S _{moy} (Km ²)	P _{inf}	Evaporation(mm)	P _{éva}	P _{total} (Hm ³)
Nov	4.219	1.01436243	0.02109484	55.7	0.05649999	0.078
Déc	7.963	1.44879481	0.03981613	37.6	0.05447468	0.094
Janv	12.218	1.8539777	0.06109035	39.8	0.07378831	0.135
Févr	15.841	2.12481047	0.07920743	54.4	0.11558969	0.195
Mars	18.510	2.28059743	0.09254832	69.9	0.15941376	0.252
Avr	20.318	2.36513464	0.10159011	96.4	0.22799898	0.330
Mai	19.660	2.33635587	0.09830159	129.1	0.30162354	0.400
Juin	16.174	2.14624626	0.08087016	155.3	0.33331204	0.414
Juil	12.138	1.84722483	0.06069017	181.5	0.33527131	0.396
Août	8.104	1.46368793	0.04051913	173.7	0.25424259	0.295
ept	4.976	1.10806167	0.02487934	120.9	0.13396466	0.159
Oct	3.320	0.89924889	0.01660165	88.8	0.0798533	0.096

Tableau II.38: Régularisation saisonnière compte tenu les pertes en évaporation et en infiltration (deuxième itération).

Mois	W	U	P	W-U-P	V _s et V _d	1 ère consigne			2ème consigne		
						V _{rf}	V _{ri}	S	V _{rf}	V _{ri}	S
							2.8				
Nov	3.74	0.824	0.078	2.838	V _s =18.363	5.638	5.638	0	2.533	2.8	-0.267
Déc	5.57	0.824	0.095	4.652		10.290	10.290	0	5.372	5.372	0
Janv	4.82	0.824	0.137	3.861		14.151	14.151	0	10.023	10.023	0
Févr	4.41	0.824	0.198	3.391		17.542	17.542	0	13.884	13.884	0
Mars	3.03	0.824	0.257	1.954		19.496	19.496	0.000	17.276	17.276	0
Avr	2.82	0.824	0.328	1.666		21.163	20.896	0.267	19.230	19.230	0
Mai	1.53	3.812	0.381	-2.682	V _d =18.096	18.214	18.214	0	20.896	20.896	0
Juin	0.22	3.812	0.397	-4.006		14.208	14.208	0	18.214	18.214	0
Juil	0.11	3.812	0.381	-4.098		10.110	10.110	0	14.208	14.208	0
Août	0.25	3.950	0.286	-3.995		6.115	6.115	0	10.110	10.110	0
Sept	1.22	3.335	0.155	-2.274		3.841	3.841	0	6.115	6.115	0
Oct	2.39	3.335	0.096	-1.041		2.800	2.800	0	3.841	3.841	0

$V_s > V_d$ alors $V''_U = V_d = 18.096 \text{ Hm}^3$ et $V_{NNR} = V_U + V_M$; $V_{NNR} = 20.896 \text{ Hm}^3$

$$\varepsilon' = \frac{V''_u - V'_u}{V'_u} \cdot 100 \quad \text{AN : } \varepsilon' = 0.359\% \quad \text{Condition vérifier.}$$

Alors : $V_{\text{NNR}} = 20.896 \text{ Hm}^3$ et $\text{NNR} = 83.203\text{m}$ $H_{\text{bNNR}} = 18.203 \text{ m}$

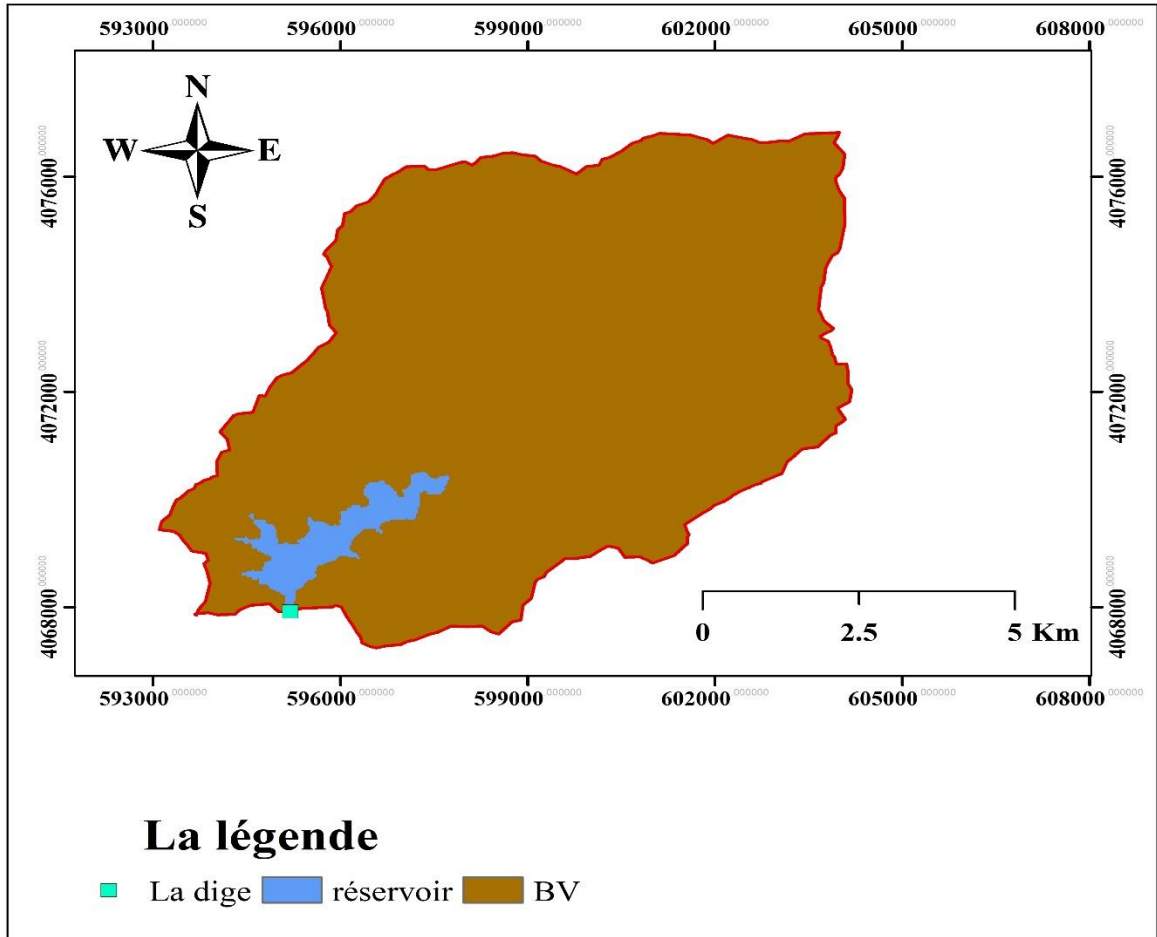


Figure II.23 : Représentation du réservoir dans le bassin versant.

D'après la carte dans la figure (II.23) :

La surface du réservoir à NNR $S = 2.36 \text{ Km}^2$.

Fetch $F = 2.34 \text{ Km}$.

II.8 Laminage de crue

Le laminage d'une crue consiste à suivre une nouvelle répartition de débit de crue dans le temps par l'amortissement de cette crue par stockage de ces eaux dans la retenue réduisant les débits à évacuer afin de mieux contrôler l'évacuation et minimiser les risques de submersion et de destruction de barrage.

L'effet de laminage dépend de la forme de l'hydrogramme entrant dans la retenue, de la capacité d'évacuation et de la tranche d'eau stockée dans la retenue.

Principe de laminage :

Le principe de laminage des crues consiste donc au stockage d'une partie de volume de crue qui provoque une remontée de plan d'eau et l'évacuation de l'autre partie qui se fait souvent par des déversoirs.

Le mécanisme de laminage se traduit par l'équation suivante :

$$Q \cdot dt = q \cdot dt + S \cdot dh \quad (\text{II.65})$$

Avec : Q : Le débit entrant de la crue.

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

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

Le débit cumulé à l'instant t est :

$$Q - q = S \cdot \frac{dh}{dt} \quad (\text{II.66})$$

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

Il existe plusieurs méthodes de laminage soit les méthodes graphiques comme la méthode de GREAGER ou les méthodes analytiques : Step by Step , méthode de X_0 ou Muskingum.

La méthode que nous allons utiliser pour le calcul du laminage est celle de Muskingum.

Méthode de Muskingum :

II.8.1 Hypothèses de la méthode

Le mouvement de l'eau durant une période de crue dans un tronçon de rivière ou d'égout obéit aux équations de Saint-Venant. Ces équations traduisent la conservation de la masse et de la quantité de mouvement le long d'un tronçon orienté selon la direction principale d'écoulement.

L'équation de la quantité de mouvement se présente comme suit :

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + g \cdot A \cdot \frac{\partial y}{\partial x} = g \cdot A (S_0 - S_f) + q \cdot \frac{Q}{A} \quad (\text{II.67})$$

L'équation de continuité ou de conservation de la masse est la suivante :

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad (\text{II.68})$$

La signification des cinq termes de l'équation (II.67) est la suivante :

- Le terme 1 représente l'accélération temporelle locale. Plus précisément, il rend compte de la vitesse de la variation du débit durant la crue. A titre d'exemple, si le débit de crue augmente de $1 \text{ m}^3/\text{s}$ à $2 \text{ m}^3/\text{s}$ en une heure, ce terme vaut $0,000277 \text{ m}^3/\text{s}$. L'importance relative de ce terme, qui en l'occurrence est faible, doit être comparée avec celle des autres termes apparaissant dans l'équation.
- Le terme 2 représente l'accélération convective qui peut exister quand il y a un changement dans la géométrie (élargissement, rétrécissement). En absence de changement de section ce terme peut être négligé.
- Le terme 3 traduit le bilan des forces de pression dues au changement de la profondeur y avec l'abscisse x .
- Le terme 4 exprime les forces de gravité (S_0) et les forces de frottement (S_f).
- Le terme 5 exprime l'apport ou ma perte de la quantité du mouvement dus à un apport ou une perte d'eau sur le côté latéral.

La résolution des équations (II.65 et II.66) est faisable mais pose parfois des difficultés d'ordre pratique et numérique (Cunge et Wegner, 1964). On a ainsi souvent cherché à simplifier ce système selon les applications et les contextes.

D'après plusieurs études (Cunge et al, 1980), les trois premiers termes de l'équation (II.67) peuvent être négligés pour la plupart des crues dans les rivières, si bien que l'équation (II. 67) devient en l'absence d'apport de débit latéral :

$$S_0 = S_f \quad (\text{II.69})$$

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

$$I - O = \frac{ds}{dt} \quad (\text{II.70})$$

Avec : I (INPUT ou Int flow) : désigne le débit d'entrée Q_E .

O (OUTPUT ou Out flow) : désigne le débit de sortie Q_S .

S : désigne l'emmagasinement d'eau dans le tronçon.

II.8.2 Principe de la méthode

Après intégration entre deux instants assez rapprochés t_1 et t_2 l'équation (II.70) s'écrit :

$$\Delta s = S_2 - S_1 = \int_{t_1}^{t_2} O dt \quad (\text{II.71})$$

Pour un petit intervalle de temps $\Delta t = t_2 - t_1$, on peut écrire :

$$S_2 - S_1 = \left(\frac{I_1 + I_2}{2} - \frac{O_1 + O_2}{2} \right) \Delta t \quad (\text{II.72})$$

La résolution du problème consiste à déterminer O_1 et O_2 , connaissant I_1 et I_2 .

Le laminage à travers un réservoir est dû à la restriction qui limite le débit de sortie lorsque l'évacuation s'opère par le fond, à travers une vanne ou un orifice. Dans le cas d'un barrage-déversoir de grande surface, le débit d'entrée ne produit qu'une faible variation de

la hauteur d'eau. C'est justement cette hauteur dans le réservoir qui gouverne le débit de sortie qui se voit ainsi laminé. Lorsque le déversoir est muni d'une contraction latérale, le laminage est encore plus prononcé.

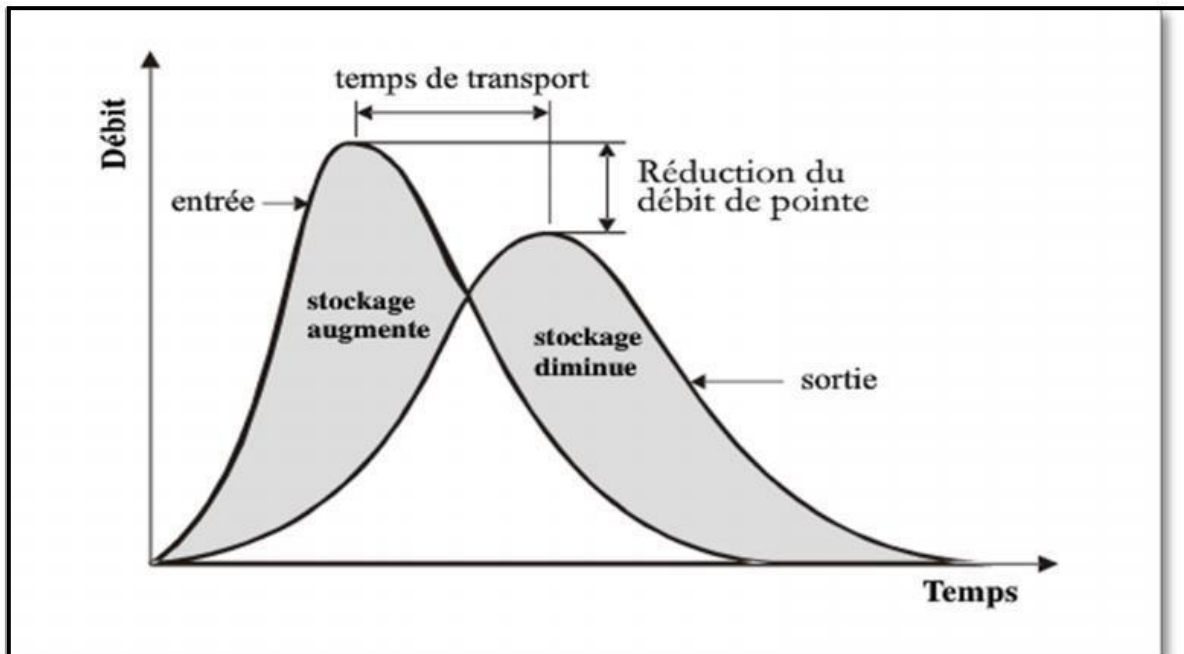


Figure II.24: Laminage à travers un barrage.

Pour traduire le bilan d'eau, l'équation (II.72) s'applique encore. Elle peut être réécrite :

$$2 \frac{S_2}{\Delta} t + O_2 = I_1 + I_2 + 2 \frac{S_1}{\Delta} t + O_1 - 2O_1 \quad (\text{II.73})$$

Cette équation permet de résoudre partiellement le problème car elle permet de calculer la quantité inconnue $[\frac{2S}{\Delta t} + O_2]$ en fonction d'autres quantités toutes connues qui figurent dans le membre de droite. Rappelons que les indices 1 et 2 désignent respectivement le début et la fin d'un intervalle de temps I_1 et I_2 , qui représentent les débits d'entrée au début et à la fin de l'intervalle, sont connus car l'hydrogramme d'entrée du réservoir est supposé connu à tous les instants. S_1 et O_1 sont connus car ils constituent les conditions initiales qui prévalent avant le début de la crue. Au cours de la crue, S_1 et O_1 sont connus à cause de la récursivité des calculs. Le stockage et le débit de sortie au début d'un intervalle sont calculés à la fin de l'intervalle précédent.

La question qui se pose est : comment calculer le débit de sortie O_2 à partir de la quantité connue $[\frac{2S}{\Delta t} + O_2]$?

Il est possible de construire pour chaque réservoir sa propre courbe caractéristique :

$$\frac{2S}{\Delta t} + O = f(O) \quad (\text{II.74})$$

Cette courbe est indépendante de l'hydrogramme d'entrée du réservoir, elle ne dépend que des propriétés géométriques du réservoir et de sa structure d'évacuation. Comme

il sera démontré dans les deux prochains paragraphes, le stockage S et le débit de sortie dépendent de la profondeur h dans le réservoir. On se donne arbitrairement un certain nombre de valeurs de h pour couvrir adéquatement les plages de variation en période de crue et on construit le tableau suivant :

Tableau II.39 : Valeurs de h et les plages de variation en période de crue.

h	$S(\text{volume})$	$O(\text{m}^3/\text{s})$	$\frac{2S}{\Delta t} + O$
h_1	S_1	O_1	$\frac{2S_1}{\Delta t} + O_1$
h_2	S_2	O_2	$\frac{2S_2}{\Delta t} + O_2$
.	.	.	.
.	.	.	.
.	.	.	.
h_n	S_n	O_n	$\frac{2S_n}{\Delta t} + O_n$

II.8.3 Calcul du débit de sortie

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

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

$$Q = CbH^{\frac{3}{2}} \quad (\text{II.75})$$

Avec : C : est une constante qui tient compte de la forme du déversoir

b : est la largeur de déversoir

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

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

$$Q = m \cdot A \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h} \quad (\text{II.76})$$

Avec : m : est une constante de débit

A : est la section d'écoulement

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

Application de la méthode pour un $b=25\text{m}$.

De l'équation (II.76) en obtiens : $Q=110.736 * H^{\frac{3}{2}}$

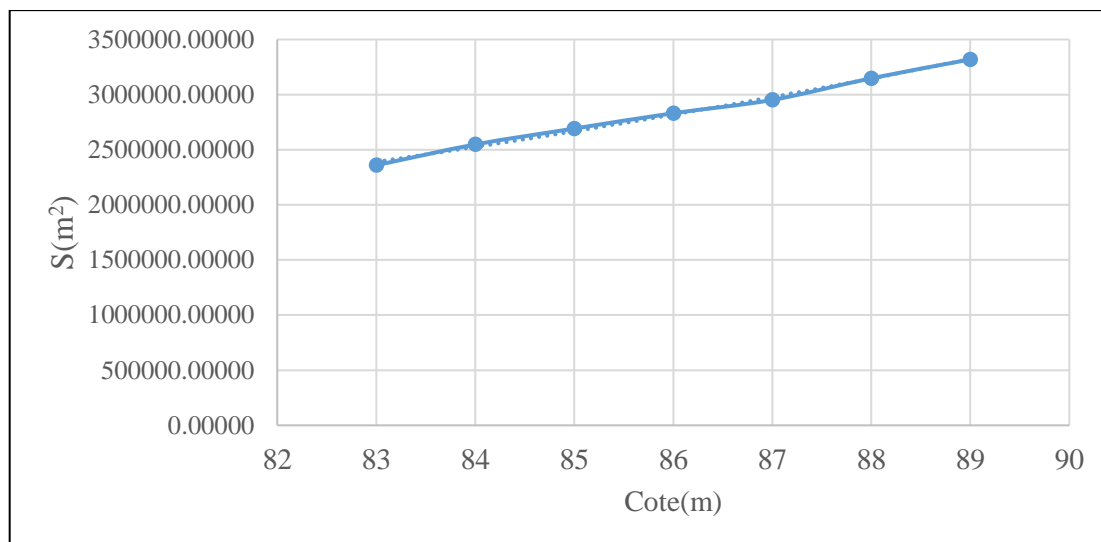


Figure II.25 : Courbe surface-hauteur au-dessus du NNR.

La première étape consiste à tracer la courbe caractéristique du barrage $f(O) = \left(\frac{2S}{\Delta t} + O\right)$:

Initialement le débit de sortie $Q_s = 0 \text{ m}^3/\text{s}$ et la hauteur $H = 0 \text{ m}$, le volume stocké $V_s = 0 \text{ m}^3$. La valeur maximale de débit d'entrée $Q_e = 615.71 \text{ m}^3/\text{s}$ nous donne la plage à couvrir avec le variable H , soit $H_{\max} = 5.05 \text{ m}$. Les résultats obtenus pour des valeurs choisies de H sont donnés dans le tableau (II.39).

Tableau II.40: Calcul de la courbe caractéristique du barrage.

Cote(m)	A(m ²)	S(m ³)	O(m ³ /s)	$\left(\frac{2S}{\Delta t} + O\right)$
83.203	2425128.627	0.000	0.000	0.000
83.455	2459040.110	620863.356	6.884	698.114
83.708	2493425.791	1259090.243	19.470	1421.263
83.960	2528292.299	1915044.862	35.770	2167.861
84.213	2563646.359	2589098.204	55.071	2937.612
84.465	2599494.788	3281628.170	76.964	3730.524
84.718	2635844.499	3993019.690	101.171	4546.751
84.970	2672702.502	4723664.846	127.491	5386.525
85.223	2710075.904	5473962.999	155.764	6250.134
85.475	2747971.912	6244320.912	185.864	7137.902
85.728	2786397.835	7035152.883	217.686	8050.188
85.980	2825361.081	7846880.872	251.143	8987.371
86.233	2864869.166	8679934.638	286.156	9949.855
86.485	2904929.706	9534751.873	322.661	10938.060
86.738	2945550.428	10411778.339	360.598	11952.424
86.990	2986739.165	11311468.010	399.915	12993.400
87.243	3028503.860	12234283.212	440.566	14061.456
87.495	3070852.565	13180694.772	482.508	15157.074
87.748	3113793.449	14151182.159	525.702	16280.748
88.000	3157334.791	15146233.641	570.114	17432.988
88.253	3201484.989	16166346.431	615.710	18614.314

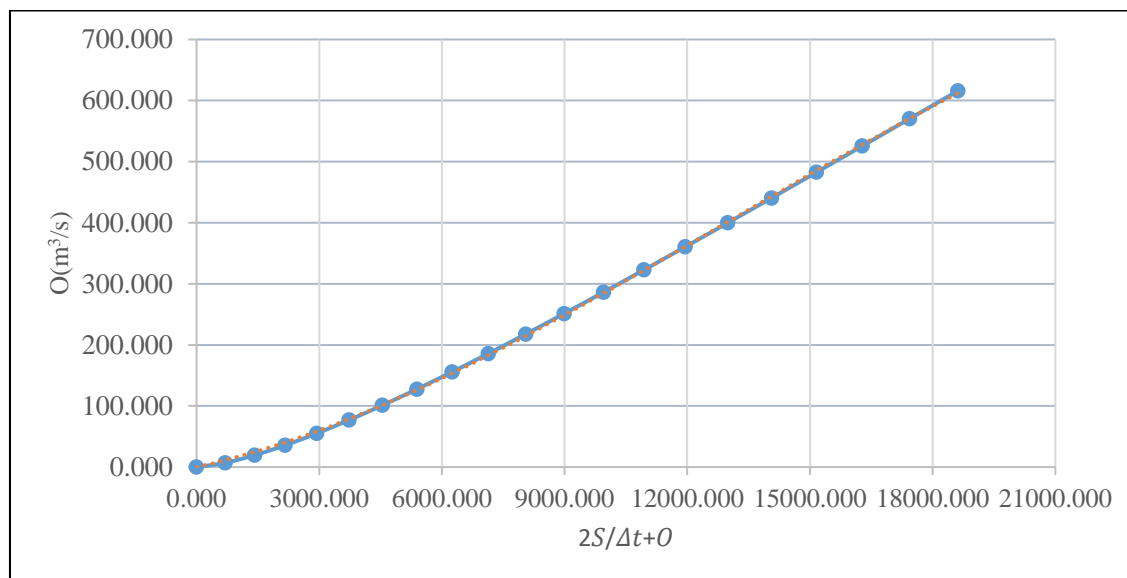


Figure II.26: Courbe caractéristique du barrage.

On utilise l'équation (II.73) pour déterminer l'hydrogramme de sortie.

Tableau II.41: Calcul pour l'hydrogramme de sortie.

T(h)	I(m3/s)	I1+I2	(2S/T)+O	(2S/T)+O-2O	O(m3/s)
0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.499	38.482	38.482	38.482	37.337	0.572
0.998	153.928	192.409	229.746	222.736	3.505
1.497	346.337	500.264	723.000	699.546	11.727
1.996	615.710	962.047	1661.593	1601.825	29.884
2.495	507.329	1123.039	2724.865	2616.532	54.166
2.994	412.478	919.807	3536.339	3386.063	75.138
3.493	330.253	742.730	4128.794	3945.432	91.681
3.992	259.753	590.005	4535.437	4328.237	103.600
4.491	200.076	459.828	4788.065	4565.613	111.226
4.990	150.320	350.396	4916.009	4685.707	115.151
5.489	109.583	259.903	4945.610	4713.480	116.065
5.988	76.964	186.547	4900.027	4670.710	114.658
6.487	51.560	128.523	4799.234	4576.100	111.567
6.986	32.469	84.029	4660.128	4445.442	107.343
7.485	18.790	51.259	4496.701	4291.810	102.446
7.984	9.620	28.410	4320.220	4125.748	97.236
8.483	4.059	13.679	4139.427	3955.453	91.987
8.982	1.203	5.261	3960.714	3786.942	86.886
9.481	0.150	1.353	3788.294	3624.193	82.051
9.980	0.000	0.150	3624.343	3469.280	77.532
10.479	0.000	0.000	3469.280	3322.621	73.329
10.978	0.000	0.000	3322.621	3183.781	69.420
11.477	0.000	0.000	3183.781	3052.222	65.779
11.976	0.000	0.000	3052.222	2927.456	62.383
12.475	0.000	0.000	2927.456	2809.032	59.212

Suite de Tableau II.41: Calcul pour l'hydrogramme de sortie

T(h)	I(m ³ /s)	I1+I2	(2S/T)+O	(2S/T)+O-2O	O(m ³ /s)
12.974	0.000	0.000	2809.032	2696.538	56.247
13.473	0.000	0.000	2696.538	2589.596	53.471
13.972	0.000	0.000	2589.596	2487.857	50.870
14.471	0.000	0.000	2487.857	2390.998	48.429
14.970	0.000	0.000	2390.998	2298.724	46.137
15.469	0.000	0.000	2298.724	2210.760	43.982
15.968	0.000	0.000	2210.760	2126.852	41.954
16.467	0.000	0.000	2126.852	2046.765	40.043
16.966	0.000	0.000	2046.765	1970.282	38.242
17.465	0.000	0.000	1970.282	1897.198	36.542
17.964	0.000	0.000	1897.198	1827.326	34.936
18.463	0.000	0.000	1827.326	1760.491	33.418
18.962	0.000	0.000	1760.491	1696.529	31.981
19.461	0.000	0.000	1696.529	1635.287	30.621
19.960	0.000	0.000	1635.287	1576.623	29.332
20.459	0.000	0.000	1576.623	1520.404	28.110
20.958	0.000	0.000	1520.404	1466.505	26.950
21.457	0.000	0.000	1466.505	1414.810	25.848
21.956	0.000	0.000	1414.810	1365.208	24.801

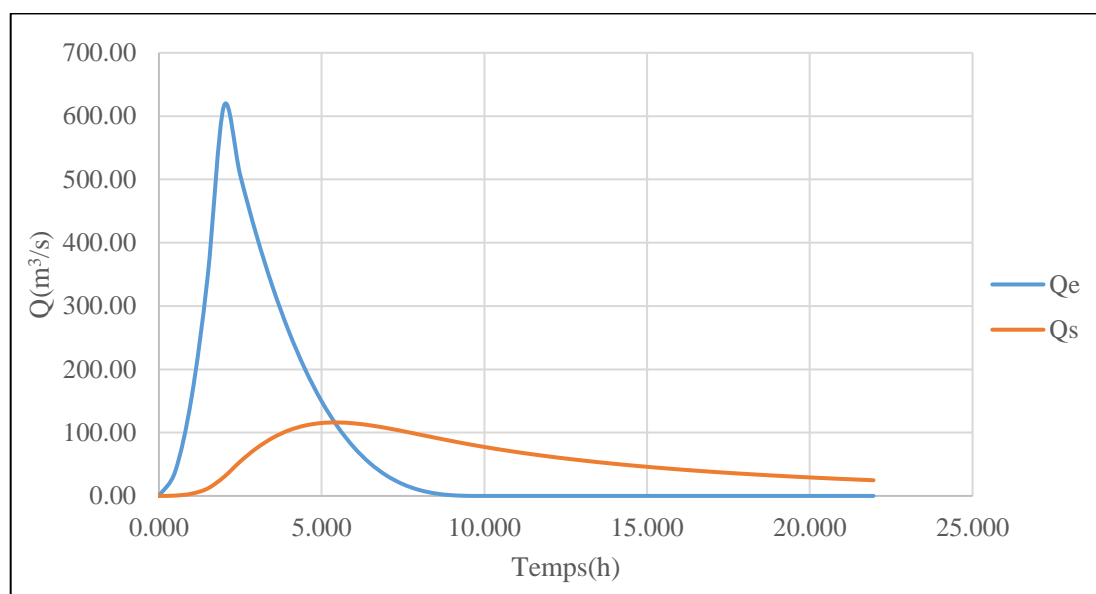


Figure II.27: Laminage pour b=25m.

Le calcul pour les différents b est dans l'annexe (II.3) ; et les hydrogrammes des sorties sont représentés sur la figure (II.28).

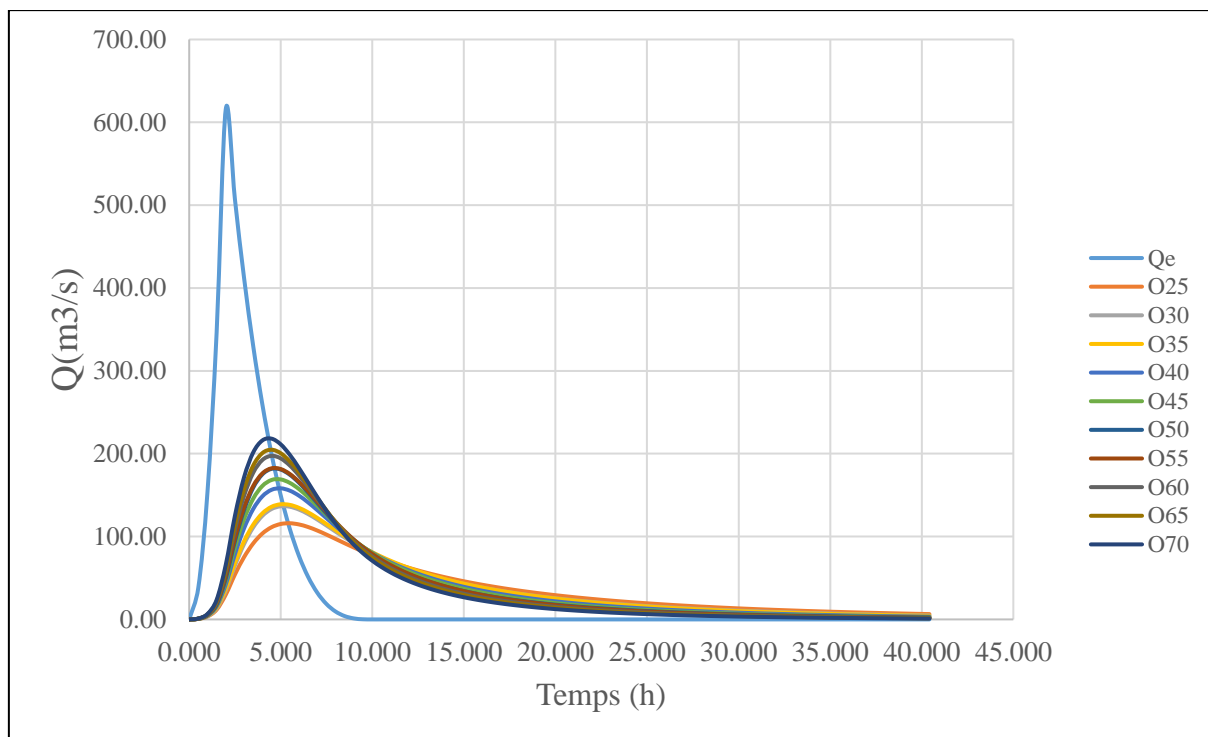


Figure II.28: Hydrogrammes d'entre et de sortie.

Tableau II.42: Récapitulatif des résultats de la méthode de Muskingum.

Variante	b(m)	H _d (m)	NPHE(mNGA)	q(m ³ /s)	V _f (Mm ³)
1	25	1.66	84.863	116.06	4.28
2	30	1.64	84.843	136.56	4.23
3	35	1.5	84.703	138.95	3.87
4	40	1.49	84.693	158.28	3.84
5	45	1.44	84.643	168.99	3.72
6	50	1.41	84.613	181.71	3.64
7	55	1.33	84.533	182.36	3.44
8	60	1.32	84.523	197.39	3.41
9	65	1.28	84.483	204.79	3.31
10	70	1.27	84.473	218.19	3.29

II.9 Étude d'optimisation

Pour choisir la largeur du déversoir la plus économique, on doit faire une étude d'optimisation ou ce qu'on appelle une étude technico-économique qui nécessite la détermination des volumes des travaux pour chaque largeur du déversoir, ainsi que le remblai et le béton avec leur devis estimatif, pour cela on utilise les résultats de la méthode de Muskingum.

II.9.1 Calcul de la revanche

La revanche minimale est donnée par la formule suivant :

$$R = H + \frac{V^2}{2g} \quad (\text{II.77})$$

Avec : V : vitesse de propagation des vagues. (Donnée par la formule de Gaillard)

H : hauteur des vagues.

$$Tq : V = 1.5 + 2H \quad (\text{II.78})$$

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

Formule de Mallet-Paquant :

$$H = 0.5 + 0.33\sqrt{F} \quad (\text{II.79})$$

Avec : F : le fetch en Km (2.34 Km).

Formule de STEVENSON (Schleiss, A. J et Pougatsch H, 2011).

$$H = 0.75 + 0.34\sqrt{F} - 0.26\sqrt[4]{F} \quad (\text{II.80})$$

Et il existe une formule pour calculer directement la revanche

Formule Simplifiée :

$$R = 1 + 0.3\sqrt{F} \quad (\text{II.81})$$

Tableau II.43: Récapitulatif du calcul de la revanche.

Formule	Mallet-Paquant	STEVENSON	Simplifiée
R(m)	1.62	1.54	1.46

On prend R=1.6m.

II.9.2 Tassement de la digue et fondations

$$t = 0.015H_b \quad (\text{II.82})$$

Avec : t=0.3m.

II.9.3 Largeur en crête

Formule de KNAPPEN :

$$b_{cr} = 1.65 \cdot \sqrt{H_b} \quad (\text{II.83})$$

Formule de E- F-PREECE (Poste et Londe,1953) :

$$b_{cr} = 1.1\sqrt{H_b} + 1 \quad (\text{II.84})$$

Formule Simplifiée (Ministère de l'agriculture française,1977) :

$$b_{cr} = 3.6\sqrt[3]{H_b} - 3 \quad (\text{II.85})$$

Formule Pratique :

$$b_{cr} = \frac{5}{3} \sqrt{H_b} \quad (\text{II.86})$$

Tableau II.44: Résultats de calcul de la largeur en crête.

Variante	b(m)	H _b (m)	Largeur en crête (m)				Moyenne
			T.KNAPPEN	E.F PREECE	Simplifiée	Pratique	
1	25	21.76	7.697	6.132	7.051	7.775	7.164
2	30	21.74	7.694	6.129	7.048	7.772	7.161
3	35	21.60	7.669	6.113	7.026	7.747	7.139
4	40	21.59	7.667	6.112	7.025	7.745	7.137
5	45	21.54	7.658	6.106	7.017	7.736	7.129
6	50	21.51	7.653	6.102	7.012	7.730	7.124
7	55	21.43	7.639	6.093	7.000	7.716	7.112
8	60	21.42	7.637	6.091	6.998	7.714	7.110
9	65	21.38	7.630	6.087	6.992	7.707	7.104
10	70	21.37	7.628	6.085	6.991	7.705	7.102

On opte pour une largeur en crête de = 7.5m

II.9.4 Calcul des coûts

II.9.4.1 coût de la digue

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

$$V_b = \sum V_i \quad (\text{II.87})$$

Avec :

$$V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} L_i \quad (\text{II.88})$$

V_i : le volume de barrage à la cote i.

L_i : distance entre deux coupes voisines.

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

$$S_i = \frac{b + B_i}{2} H_i \quad (\text{II.89})$$

B_i : largeur de base, donnée par :

$$B_i = (m_1 + m_2) H_i + b \quad (\text{II.90})$$

b : largeur en crête (7.5m).

m₁, m₂ : fruits de talus amont et aval du barrage. (m₁= 3.5 ; m₂=3).

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

$$H_i = \text{NNR} - C_f + R + H_d + t \quad (\text{II.91})$$

Tableau II.45: Exemple pour le calcul de volume de la digue pour un $b=25m$.

Cote	Coupe	Hi	Bi	Si	Smoy	Li	Vi	
86.763	1	0.000	7.5	0	37.121525	7.88	292.51761	
83	2	3.763	31.960	74.243049	136.8073	6.54	894.71974	
80	3	6.763	51.460	199.37155	368.6453	10.88	4010.8609	
75	4	11.763	83.960	537.91905	788.4428	10.77	8491.5289	
70	5	16.763	116.460	1038.9665	1274.5567	8.07	10285.673	
66.33	6	20.433	140.315	1510.1468	1606.3304	27.7	44495.353	
65	7	21.763	148.960	1702.514	1576.4633	31.8	50131.533	
66.76	8	20.003	137.520	1450.4125	1464.9237	22.51	32975.433	
66.55	9	20.213	138.885	1479.4349	1400.412	15.95	22336.571	
67.72	10	19.043	131.280	1321.389	862.25626	8.03	6923.9178	
76.72	11	10.043	72.780	403.12351	301.24753	6.74	2030,4038	
80	12	6.763	51.460	199.37155	154.41205	3.5	540.44217	
82	13	4.763	38.460	109.45255	66.388299	5.25	348.53857	
85	14	1.763	18.960	23.324049	15.469299	1.75	27.071274	
86	15	0.763	12.460	7.6145493	3.8072746	1.2	4.5687296	
86.763	16	0.000	7.500	0	0		0	
							Volume total(m ³)	183789.14

Le prix du mètre cube de remblai est estimé à 900 DA. (source ANBT).

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

Tableau II.46: Cout de la digue.

b(m)	H_b(m)	Cote(m)	V(m³)	Coût(DZD)
25	21.763	86.763	183789.137	165 410 223
30	21.743	86.743	183413.784	165 072 405
35	21.603	86.603	180810.878	162 729 790
40	21.593	86.593	180625.395	162 562 855
45	21.543	86.543	179701.926	161 731 733
50	21.513	86.513	179149.074	161 234 167
5	21.433	86.433	177678.867	159 910 980
60	21.423	86.423	177678.565	159 910 708
65	21.383	86.383	176764.164	159 087 747
70	21.373	86.373	176581.091	158 922 982

II.9.4.2 Coût de l'évacuateur de crue

Coût de déversoir :

Le déversoir sera construit en béton armé, le déversoir est à seuil profilé (USBR), il est le mieux adapté à la lame d'eau déversante. Donc on aura une diminution des phénomènes hydrauliques dangereux (cavitation, érosion...), pouvant engendrer des dégâts importants et provoquant des problèmes d'instabilité de l'ouvrage.

Le débit est contrôlé par le déversoir située à l'amont de l'évacuateur. Pour qu'il soit ainsi.

Le coefficient de débit est $m = 0.49$

La section transversale du déversoir est obtenue en schématisant le profil du déversoir pour la charge déversante à l'aide des l'équation du profil données par (un profil vertical en amont) :

En amont :

$$\frac{x^2}{A^2} + \frac{(B-y)^2}{B^2} = 1 \quad (\text{II.92})$$

(A et B en fonction de $\frac{P}{H_d}$ $P=2.5$ m.

En aval :

$$y = \frac{x^{1.85}}{2H_d^{0.85}} \quad (\text{II.93})$$

Avec : H_d : Charge sur le seuil

Y : Ordonnée du profil (m) ;

X : Abscisse du profil (m).

Le volume du déversoir sera :

$$V = S * b \quad (\text{II.94})$$

Avec : S : Section transversale (m^2).

b : Largeur De déversoir (m).

En fixant le mètre cube de béton à 35 000DA, le coût du déversoir pour les différentes largeurs sont représenté dans le tableau suivant :

Tableau II.4:7 Résultats de calculs du coût du déversoir pour différentes largeurs.

b(m)	H_d(m)	S(m²)	V(m³)	Coût (DZD)
25	1.66	5.5	137.5	4 812 500
30	1.64	5.07	152.1	5 323 500
35	1.5	4.8	168	5 880 000
40	1.49	4.77	190.8	6 678 000
45	1.44	4.7	211.5	7 402 500
50	1.41	4.66	233	8 155 000
55	1.33	4.06	223.3	7 815 500
60	1.32	4.04	242.4	8 484 000
65	1.28	3.98	258.7	9 054 500
70	1.27	3.96	277.2	9 702 000

Coût du canal d'approche :

Le canal d'approche est un dispositif qui permet de réduire au minimum les pertes de charges et de guider calmement la crue vers le seuil déversant, il est de forme rectangulaire avec une charge d'eau H_d et une revanche.

La vitesse d'approche (V_a) est calculée pour vérifier l'influence de l'écoulement sur le canal d'approche.

$$V_a = \frac{q}{S_{ca}} \quad (\text{II.95})$$

$$H_{ca} = H_d + R + P \quad (\text{II.96})$$

$$V_{cp} = S * L = H_{cp} * e * 2 * L \quad (\text{II.97})$$

$$R = 0.6 + 0.05 * \sqrt[3]{H_d} \quad (\text{II.98})$$

Avec : L : déterminée dans carte topographique de site. L=50m.

e : prise 0.5m.

Tableau II.48: Coût du canal d'approche pour différents b.

b(m)	H_d(m)	v(m/s)	R(m)	H_{ca}	S(m²)	V(m³)	Coût (DZD)
25	1.66	1.12	0.67	4.83	4.83	96.52	3 378 247
30	1.64	1.10	0.66	4.80	4.80	96.10	3 363 382
35	1.5	0.99	0.66	4.66	4.66	93.14	3 259 764
40	1.49	0.99	0.66	4.65	4.65	92.93	3 252 645
45	1.44	0.95	0.65	4.59	4.59	91.88	3 215 671
50	1.41	0.93	0.65	4.56	4.56	91.24	3 193 478
55	1.33	0.87	0.65	4.48	4.48	89.55	3 134 321
60	1.32	0.86	0.65	4.47	4.47	89.34	3 127 065
65	1.28	0.83	0.65	4.43	4.43	88.50	3 097 674
70	1.27	0.83	0.64	4.41	4.41	88.30	3 090 337

Coût de coursier :

On opte pour un coursier de section rectangulaire pour assurer les bonnes conditions de l'écoulement.

Le volume du béton de coursier est donné par :

$$V = S_{cr} * L_{cr} \quad (II.99)$$

Les épaisseurs du radier 1m et des murs bajoyer 0.7m.

D'après les condition topographique $L_{cr}=120m$

La largeur du coursier est donnée par :

$$b_{cr} = Q^{0.4} \quad (II.100)$$

La hauteur de mur de coursier donnée par :

$$H_{cr} = h_c + R \quad (II.101)$$

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{b^2 * 9.81}} \quad (II.102)$$

$$R = 0.06 + 0.05 * \sqrt[3]{h_c} \quad (II.103)$$

Tableau II.49: Récapitulatif des coûts du coursier pour différentes largeurs.

b(m)	H_a(m)	Q(m³/s)	h_c	b_{cr}	b_{ext}	V(m/s)	R	H_{cr}	S_{mur}	S_{radier}	S_{total}	V(m3)	Coût (DZD)
25	1.66	116.06	3.13	6.70	8.10	5.54	0.39	3.55	4.92	8.10	13.02	1692.57	59 239 851
30	1.64	136.56	3.34	7.15	8.55	5.72	0.40	3.74	5.23	8.55	13.78	1791.09	62 688 315
35	1.5	138.95	3.36	7.20	8.60	5.74	0.39	3.75	5.25	8.60	13.85	1800.20	63 007 153
40	1.49	158.28	3.54	7.58	8.98	5.89	0.40	3.94	5.51	8.98	14.50	1884.41	65 954 258
45	1.44	168.99	3.64	7.78	9.18	5.97	0.40	4.03	5.65	9.18	14.83	1927.77	67 472 002
50	1.41	181.71	3.74	8.01	9.41	6.06	0.40	4.14	5.80	9.41	15.21	1977.52	69 213 366
55	1.33	182.36	3.75	8.02	9.42	6.06	0.39	4.14	5.80	9.42	15.22	1978.84	69 259 337
60	1.32	197.39	3.87	8.28	9.68	6.16	0.40	4.27	5.97	9.68	15.66	2035.18	71 231 358
65	1.28	204.79	3.93	8.40	9.80	6.21	0.40	4.32	6.05	9.80	15.86	2061.41	72 149 459
70	1.27	218.19	4.03	8.62	10.02	6.29	0.40	4.43	6.20	10.02	16.22	2108.44	73 795 234

Tableau II.50: Coût total du barrage pour différentes b.

b(m)	H _a	H _b	Coût (DZD)		
			Digue	Evacuateur	Global
25	1.66	21.763	165 410 223	67 430 598	232 840 821
30	1.64	21.743	165 072 405	71 375 198	236 447 603
35	1.5	21.603	162 729 790	72 146 918	234 876 708
40	1.49	21.593	162 562 855	75 884 904	238 447 759
45	1.44	21.543	161 731 733	78 090 174	239 821 907
50	1.41	21.513	161 234 167	80 561 845	241 796 012
55	1.33	21.433	159 910 980	80 209 159	240 120 139
60	1.32	21.423	159 910 708	82 842 423	242 753 131
65	1.28	21.383	159 087 747	84 301 634	243 389 381
70	1.27	21.373	158 922 982	86 587 572	245 510 554

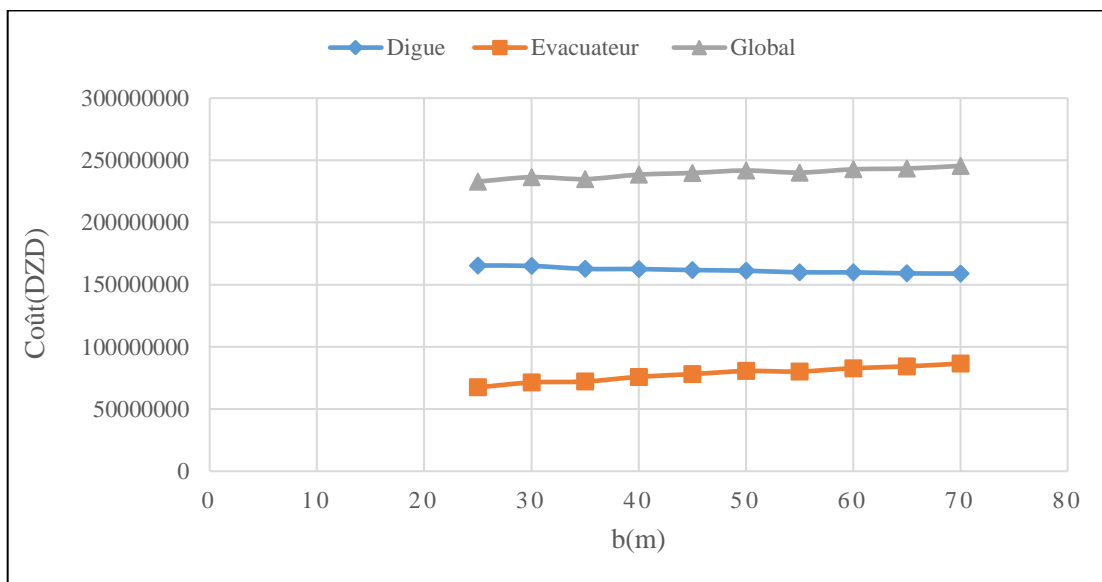


Figure II.29: Le Coût global de barrage.

Après l'étude d'optimisation on opte pour une largeur de 25 m.

Ce qui donne :

Un coefficient d'amortissement :

$$F = \frac{Q_{\text{laminé}}}{Q_{\text{max de crue}}} * 100 = 18.84\% \tag{II.104}$$

Un coefficient de rendement :

$$R = \frac{V_{\text{réservoir}}}{V_{\text{digue}}} = 113. \tag{II.105}$$

II.9.4.3 Vérification avec la crue dix millénale

Ont faite laminage de la crue dix millénaire avec la largeur de l'évacuateur qu'on a choisie, et on verra es ce que notre évacuateur il y a la capacité d'évacuer cette crue sans submerger notre barrage.

Les résultats de laminage donnent :

$$Q_e = 861.02 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$Q_{\text{max,laminé}} = 158.24 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$H_d = 2.04 \text{ m}.$$

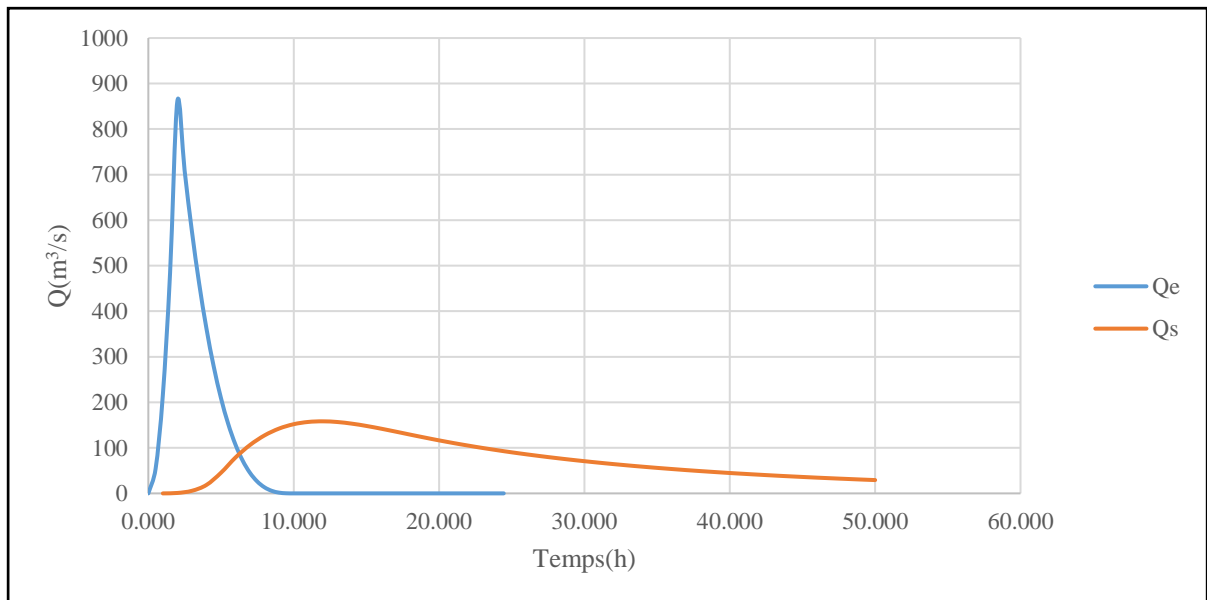


Figure II.30: laminage de la crue dix millénaire avec $b=25\text{m}$.

D'après ces résultats :

-La hauteur de barrage pour que le barrage ne submerge pas est $(H_d + H_{\text{NNR}}) = 20.24\text{m}$ et on a fixé la hauteur de barrage $H_b = 21.76\text{m}$

-La hauteur des murs de coursier pour que l'eau ne déborde pas est calculer par la formule (II.102) et donnée $h = 3.41 \text{ m}$, on a déjà des murs de 3.55m .

Alors on conclure que la crue passe normalement sans submerger notre barrage ou notre coursier.

Tableau II.51 : Tableau récapitulatif de l'étude de la régularisation et du laminage.

Dénominations	Unités	Valeurs
Volume mort	Hm ³	2.8
Volume utile	Hm ³	18.096
Volume NNR	Hm ³	20.896
Cote de fond	mNGA	65
Cote NNR	mNGA	83.20
Cote NPHE	mNGA	84.86
Tassement	m	0.3
Revanche	m	1.6
Cote de crête	mNGA	86.76
Hauteur de barrage	m	21.76
Largeur en crête	m	7.5
Largeur du déversoir	m	25
Débit laminé	m ³ /s	116.06
Charge déversée	m	1.66

**Figure II.31**: Les différents niveaux de barrage.

Conclusion

L'étude des caractéristiques hydrologiques et pluviométrique du bassin versant nous a permis d'identifier la nature du bassin et sa réponse aux heures des crues en termes de débits (solide et liquide).

L'estimation des apports solides et liquides est nécessaire pour la détermination du volume de barrage et assurer la sécurité de la ville de Tizi en aval.

Le dimensionnement de l'évacuateur de crue avec la crue millénaire et vérification avec la dix millénaire ce dimensionnement sera suivie par une étude technico économique.

Chapitre III Étude de variante de l'évacuateur de crue.

Introduction

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

III.1 Choix des variantes de l'évacuateur

Le but est de choisir la variante la plus économique et qui satisfait les conditions topographiques et géologiques de l'axe de l'évacuateur dans le site du futur barrage.

III.1.1 Choix de type d'évacuateur de crue

Les facteurs décisifs à considérer pour le choix du type de l'évacuateur de crues le plus approprié à cet aménagement hydraulique sont :

- Les conditions topographiques et géologiques de site.
- Le type et les dimensions de barrage ainsi les dimensions de la vallée.
- La puissance de débit à évacuer en fonction des éventuelles excavations des rives.

L'évacuateur de crue central posé sur la digue (frontal à entonnement frontal) :

Dans notre cas on ne peut pas avoir ce type d'évacuateurs pour les raisons suivantes :

-Déformation et déplacement dû aux tassements d'après les caractéristiques géotechniques du barrage.

-L'évacuateur sur un remblai d'une hauteur de 21 m est un ouvrage instable (risque de déplacement), nécessite un système de drainage, mais il reste toujours un risque de glissement des différents plots du coursier.

-Nécessite des entreprises de réalisation bien qualifiées pour le collage béton-digue (en terre).

-Un ouvrage coûteux, n'est pas économique.

L'évacuateur de crue latéral posé sur les rives (soit à entonnement frontal ou à entonnement latéral) :

Dans le cas de latéral à l'entonnement frontal, la topographie de notre site ne permet pas cette variante, car le volume des excavations pour le canal d'approche se serait énorme, alors c'est une variante non économique.

Pour le type latéral à l'entonnement latéral on peut avoir ce type d'évacuateurs car la géologie des rives et la topographie sont favorables pour l'implantation avec minimum possible des excavations.

L'évacuateur puits (tulipe) disposé sur le lit de l'oued :

On peut l'obtenir mais avec incertitude et pour notre cas :

-C'est une variante très chère donc.

-Risque de vibration pour les débits supérieurs à celui de projet (changement de régime d'écoulement dans la galerie d'évacuation).

-Difficultés techniques d'exécution et d'opération pendant l'exploitation du barrage pour un évacuateur en tulipe.

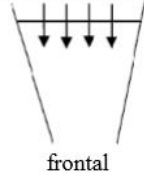
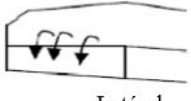

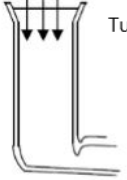
Type	écoulement	avantages	inconvénients	gamme
 <p>frontal</p>	Surface libre noyée ou dénoyée	<ul style="list-style-type: none"> → Très sûr. → Facile à réaliser sur un barrage en béton. → Facile à calculer. → Pas d'exigences topographiques ou géologiques. 	<ul style="list-style-type: none"> → Coût élevé. → Difficile à réaliser sur un barrage en terre. → Difficile à modifier sauf si le système est l'évacuation mineure ou majeure. 	<ul style="list-style-type: none"> → Peut être conçu en évacuateur mineur-majeur. → Mieux adapté aux barrages Béton.
 <p>Latéral</p>	Surface libre noyée ou dénoyée	<ul style="list-style-type: none"> → Bon rendement. → Moins coûteux que le frontal. → Facile à réaliser en côte de digue. 	<ul style="list-style-type: none"> → Attention à la saturation. → Difficile à calculer. → Difficile à modifier. 	<ul style="list-style-type: none"> → Toute, surtout pour les barrages en terre ou en enrochement
 <p>col latéral</p>	Surface libre dénoyée	<ul style="list-style-type: none"> → sûr, s'il n'y a pas de risque de déversement sur la digue. → Réalisation très simple par une protection souple. → Calcul facile. 	<ul style="list-style-type: none"> → Opportunité topographique. → Entretien bien suivi. 	<ul style="list-style-type: none"> → Tout (question de site)
 <p>Tulipe</p>	Surface libre dénoyée ou en charge	<ul style="list-style-type: none"> → Bon fonctionnement avec forte chute → Assez coûteux si en liaison avec la vidange → Aucune exigence 	<ul style="list-style-type: none"> → attention à la saturation. Problème de vibration. → prévoir des protections anti-voûtes. Bien assurer la liaison digue-conduite. 	<ul style="list-style-type: none"> → Tulipe pour les fortes chutes (barrage en béton). → Moins pour les faibles chutes

Figure III.1 : Comparaison entre des évacuateurs de crue (Nettari et al,1996).

III.1.2 Choix de la rive :

Les conditions géologiques et topographiques dans les deux rives sont favorables pour l'implantation de l'évacuateur de crue mais il est préférable d'envisager la rive gauche qui permet le trajet le plus court pour atteindre l'aval du barrage .

Conclusion : selon la géologie et surtout la topographie de notre site, on propose deux variantes pour sélectionner celle qui offre le meilleur résultat technico-économique.

-**Variante 1 :** évacuateur de crue latéral à l'entonnement latéral implanté en rive gauche.

-**Variante 2 :** évacuateur de crue latéral à entonnement frontal avec labyrinthe en rive gauche .

III.2 Évacuateur de crue latéral à entonnement latéral

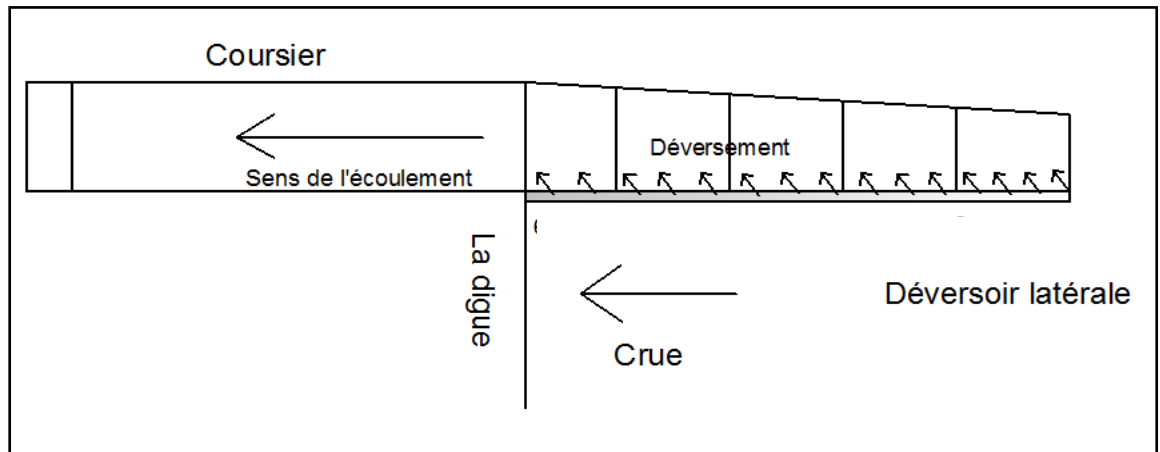


Figure III.2 : Description de l'évacuateur de crue latéral à entonnement latérale.

L'évacuateur de crue latéral constitue des éléments suivants :

- Canal d'amenée
- Un déversoir.
- Auge de réception.
- Un coursier. Un bassin de dissipation.
- Canal de fuite (canal de restitution).

III.2.1 Canal d'approche

Le canal d'approche est un dispositif qui permet de réduire au minimum les pertes de charges et de guider calmement la crue vers le seuil déversant, généralement l'écoulement est calme avec une vitesse faible (inférieure à la vitesse admissible de notre type de sol).

La vitesse d'approche :

Pour notre cas en choisissant un canal rectangulaire.

$$V_{ap} = \frac{Q_{év}}{S_{ca}} = \frac{Q_{év}}{b \cdot h} \quad (\text{III.1})$$

Avec : S_{ca} : La section du canal d'approche .

b : largeur du déversoir .

Pour l'évacuateur latéral le coefficient de débit diminue alors pour garantir l'évacuation de débit laminaire ($Q=116.06 \text{ m}^3/\text{s}$) et garder la même lame déversant ($H_d=1.66\text{m}$), on recalcule le b en tenant compte de la réduction de C_d ($C_d=0.36$).

$$b = \frac{Q_{év}}{C_d \sqrt{2g} \cdot H_d^{1.5}} \quad (\text{III.2})$$

AN : $b=34\text{m}$.

Avec : h : la charge hydraulique. $h = H_d + P$

P : Hauteur de pelle. $0.40 < \frac{P}{H} \leq 1.60$; on prend $P=2.5m$.

D'après la formule (III.1) $V_{ap}=0.82$ m/s. et d'après l'annexe (III.1) $V_{ad}=(3.1)$ m/s.

$V_{ap} < V_{ad}$ alors il n'y a pas risque d'érosion.

La pente de canal d'approche :

$$I_{ap} = \left(\frac{n \cdot V_{ap}}{R^{\frac{2}{3}}} \right)^2 \tag{III.3}$$

Avec : V_{ap} : vitesse d'approche.

R : rayon hydraulique, (m).

n : coefficient de Manning(en fonction de la nature de sol, pour notre cas $n=0.03$)

i_{ap} : pente du canal d'approche.

AN : $I_{ap} = 0.0121\%$.

Les conditions topographiques permettent à un canal d'approche de longueur $l_{ap}=10m$.

III.2.2 Profil de déversoir

Le déversoir est la section de contrôle de l'évacuateur où la capacité d'évacuation est définie. Le modèle de déversoir à utiliser dans ce type d'ouvrage sera le déversoir de type WES. Avant l'application de cette méthode il faut faire des corrections de coefficient de débit. Pour notre cas on a choisi un profil de déversoir vertical non submergé ($k=2$; $n=1.85$)

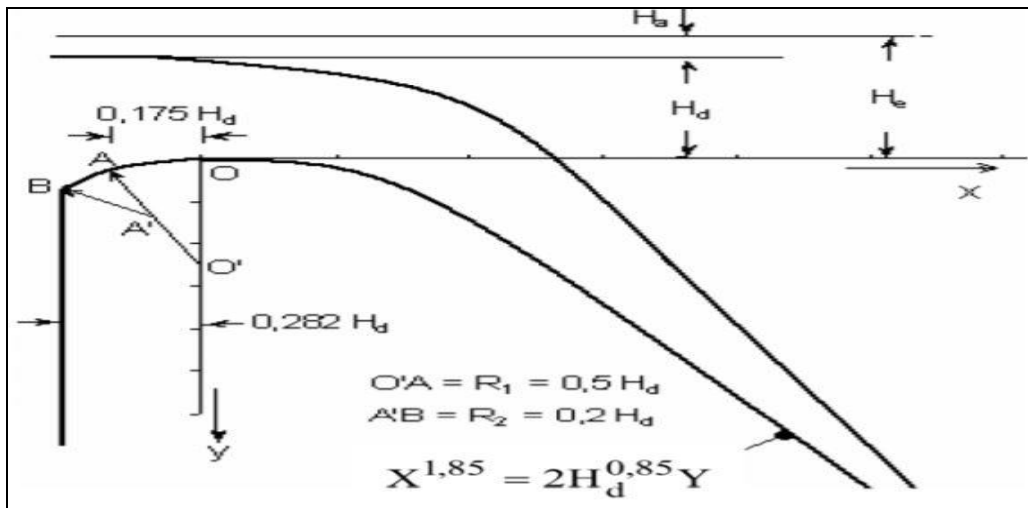


Figure III.3 : Schéma explicatif pour un déversoir WES avec paroi verticale en amont (Murphy,1973)

Calcul de la partie amont :

$$H_e = H_d + \frac{v^2}{2g} \tag{III.4}$$

Données de départ : $P=2.5m$; $H_e=1.66m$.

AN : $H_d=1.63m$.

On a $H_e, H_d < 10m$ et un déversoir à seul libre alors on va appliquer :

$$H_d = 0.7 H_e \tag{III.5}$$

AN : $H_d = 1.162m$. pour éviter le problème de cavitation. (on utilise ce résultats seulement pour tire A, B et la vérification de k) .

$$\frac{X^2}{A^2} + \frac{(B-Y)^2}{B^2} = 1 \tag{III.6}$$

Pour obtenir A et B on utilise les abaques suivants

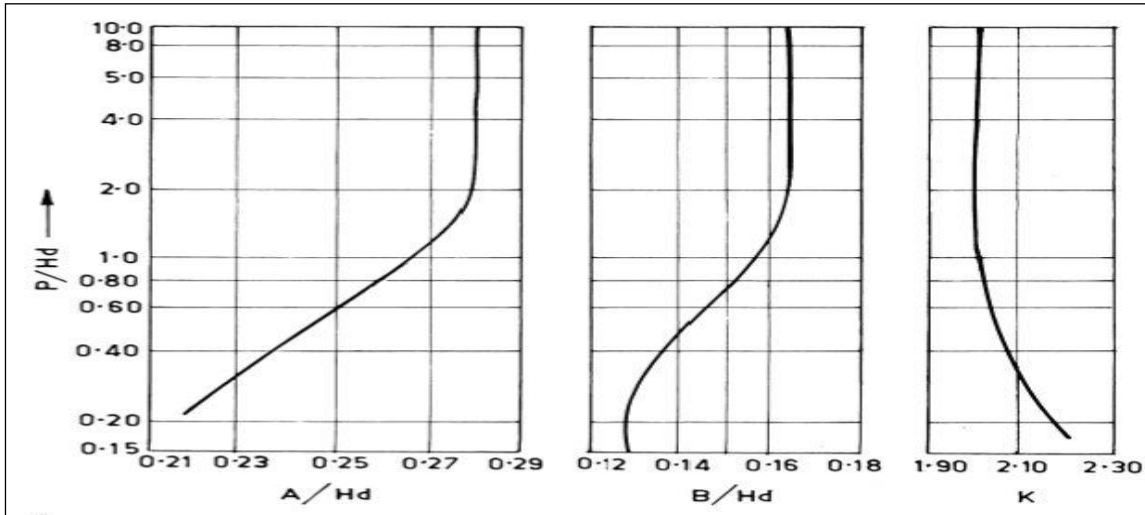


Figure III.4 : Abaques de calcul profil WES(Murphy,1973).

D'après la figure (III.4) : $A=0.32536$; $B=0.19173$; $K=2$.

On remplacera les valeurs de A et B dans l'équation (III.6).

De la figure (III.3) on tire les distances suivantes :

$R_1=0.813m$; $R_2=0.325m$.

La partie elliptique= $0.28525m$.

La partie amont= $0.45966m$.

Tableau III.1: Calcul pour la partie amont de profil de déversoir.

X(m)	-0.458	-0.458	-0.456	-0.416	-0.376	-0.336	-0.296	-0.284	-0.256	-0.216	-0.176	-0.136	-0.096	0
Y(m)	-2.5	-0.54	-0.47	-0.29	-0.19	-0.13	-0.094	-0.099	-0.073	-0.048	-0.030	-0.017	-0.008	0

Calcul de la partie aval :

La tracer de la partie aval de déversoir se fait par le calcul de cette équation :

$$Y = \frac{X^n}{kH_d^{n-1}} \tag{III.7}$$

Pour le $n=1.85$ et $k=2$ (déversoir avec profil vertical), on injecte ces valeurs et H_d dans la formule (III.7).

On calcule le X_{dt} (la longueur de de l'aval de déversoir).

$$X_{dt} = 0.485 * H_d * (\alpha k)^{1.176} \quad (III.8)$$

α : la tangente de la courbe on prend $\alpha = 2$.

$$AN : X_{dt} = 2.88m.$$

Tableau III.2 : Calcul de la partie aval de profil de déversoir

X(m)	Y(m)	X(m)	Y(m)
0	0	1.5	-0.7004
0.1	-0.0047	1.6	-0.7892
0.2	-0.0168	1.7	-0.8829
0.3	-0.0357	1.8	-0.9814
0.4	-0.0607	1.9	-1.0846
0.5	-0.0918	2	-1.1926
0.6	-0.1286	2.1	-1.3053
0.7	-0.1710	2.2	-1.4226
0.8	-0.2189	2.3	-1.5445
0.9	-0.2722	2.4	-1.6710
1	-0.3308	2.5	-1.8021
1.1	-0.3946	2.6	-1.9377
1.2	-0.4635	2.926	-2.4113
1.3	-0.5375	2.950	-2.4477
1.4	-0.6165	2.97	-2.5

Ligne de l'eau au-dessus du déversoir :

Cette ligne est déterminée après des expériences et pour des rapports (H_e/H_d) bien déterminer, pour notre cas en fait des interpolations : On a $\frac{H_e}{H_d} = 1.02$.

Tableau III.3 : Calcul des cordonnées de profil de déversoir et de la ligne d'eau.

He/Hd=1		He/Hd =1.33		He/Hd=1.02		La ligne d'eau	
X=x/Hd	Y=y/Hd	X=x/Hd	Y=y/Hd	X=x/Hd	Y=y/Hd	x(m)	y(m)
-1	-0.933	-1	-1.21	-1	-0.966	-1.601	1.547
-0.8	-0.915	-0.8	-1.185	-0.8	-0.947	-1.281	1.517
-0.6	-0.893	-0.6	-1.151	-0.6	-0.924	-0.961	1.479
-0.4	-0.865	-0.4	-1.11	-0.4	-0.894	-0.641	1.432
-0.2	-0.821	-0.2	-1.06	-0.2	-0.850	-0.320	1.361
0	-0.755	0	-1.019	0	-0.787	0	1.260
0.2	-0.681	0.2	-0.94	0.2	-0.712	0.320	1.140
0.4	-0.586	0.4	-0.832	0.4	-0.615	0.641	0.986
0.6	-0.465	0.6	-0.705	0.6	-0.494	0.961	0.791
0.8	-0.32	0.8	-0.569	0.8	-0.350	1.281	0.560
1	-0.145	1	-0.411	1	-0.177	1.601	0.283
1.2	0.055	1.2	-0.22	1.2	0.022	1.922	-0.035
1.4	0.294	1.4	-0.002	1.4	0.259	2.242	-0.414
1.6	0.563	1.6	0.243	1.6	0.525	2.562	-0.840
1.8	0.857	1.8	0.531	1.8	0.818	2.882	-1.310

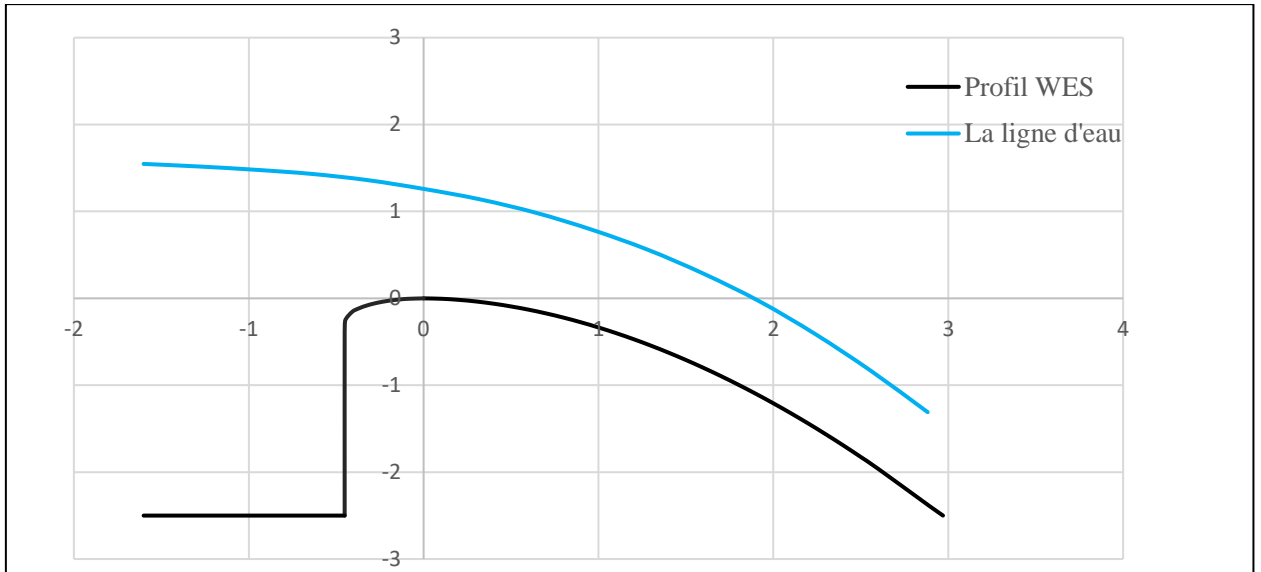


Figure III.5: profil de déversoir de type WES avec la ligne d'eau.

III.2.3 Auge de réception

C'est un canal latéral pour la réception des eaux qui sont déversé et guider vers le coursier, on prend un canal trapézoïdal (avec $m=1$) et pour des raisons économiques ont faite l'auge avec une largeur de fond variable, et pour le calcul du linge d'eau on divise l'auge en cinq sections.

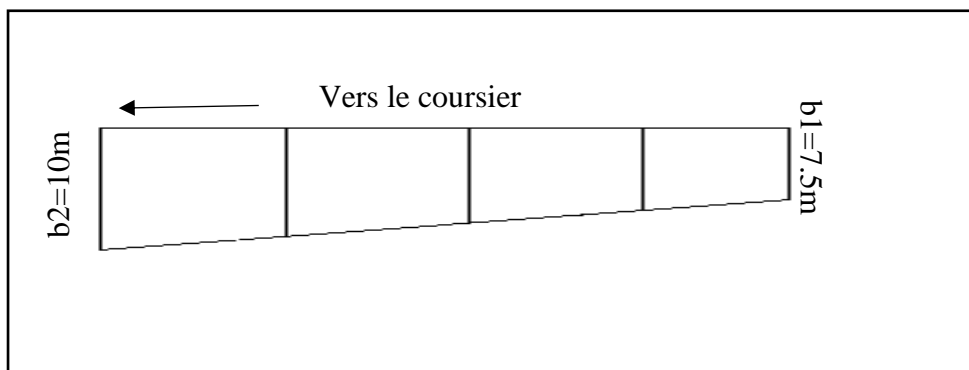


Figure III.6: Vu en plan de l'auge de réception qui est divisé en cinq tranches.

Pour le calcul de ligne d'eau on a fait par la méthode USBRII qui est basé sur le calcul de Δy entre la ligne d'eau et le fond.

Pour la hauteur de l'eau dans l'auge on prend 2.5m (hauteur de pelle) à la sortie de l'auge et on choisit une pente pour l'auge pour assure que la ligne d'eau dans l'auge ne dépasse pas la cote NNR (le déversoir n'est pas submergé).

$$I=3.82\%$$

Le Δy est calculer par la formule suivante (USBRII) :

$$\Delta y = \frac{Q_1(v_1+v_2)}{g(Q_1+Q_2)} \left[(v_2-v_1) + \frac{v_2(Q_2-Q_1)}{Q_1} \right] \tag{III.9}$$

Avec : Q_1 : débit en section amont.

Q_2 : débit en section aval.

v_1 : vitesse en section amont.

v_2 : vitesse en section amont.

g : la gravité (9.81 m/s²)

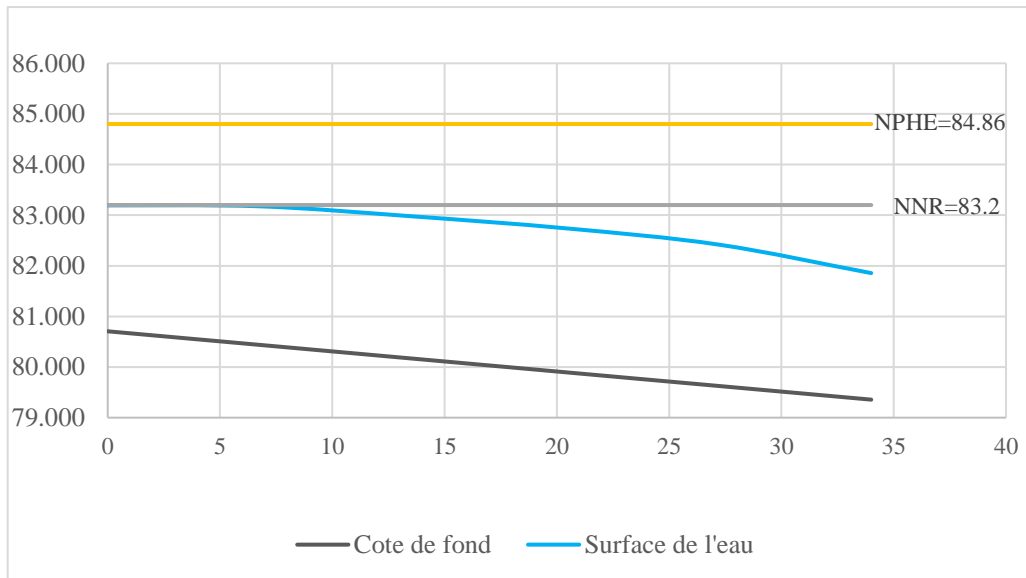
Le tableau au-dessous montre la méthode de calcul pour un seul Δy avec un pas $\Delta x=6.8$ m, la suite de calcul est dans l'annexe (III.2).

Tableau III.4 : Exemple pour la procédure de calcul de la méthode USBRII.

ST	Δx	Cote de fond	Δy (supposé)	Ligne d'eau	h	A(m ²)	Q(m ³ /s)	V(m/s)	Q2+Q1	V2+V1	V2-V1	$\frac{V2(Q2 - Q1)}{Q1}$	Δy	Remarque
34	6.8	79.356	-	81.856	2.5	31.25	116.06	3.714	-	-	-	-	-	-
27.2	6.8	79.626	0.5	82.356	2.73	33.388	92.848	2.781	208.908	6.495	0.933	0.928	0.548	Non Vérifié
27.2	6.8	79.626	0.548	82.404	2.778	34.104	92.848	2.722	208.908	6.436	0.991	0.928	0.560	Non Vérifié
27.2	6.8	79.626	0.560	82.416	2.790	34.287	92.848	2.708	208.908	6.422	1.006	0.928	0.563	Non Vérifié
27.2	6.8	79.626	0.563	82.419	2.793	34.332	92.848	2.704	208.908	6.418	1.009	0.928	0.564	Non Vérifié
27.2	6.8	79.626	0.564	82.420	2.794	34.342	92.848	2.704	208.908	6.418	1.010	0.928	0.564	Vérifié

Tableau III.5 :Récupulatif de résultats de la ligne d'eau dans l'auge de réception.

$\Delta x(m)$	34	27.2	20.4	13.6	6.8	0
Cote de fond	79.356	79.626	79.896	80.166	80.436	80.706
Surface de l'eau	81.856	82.419	82.740	82.976	83.175	83.193
h(m)	2.5	2.793	2.844	2.810	2.739	2.5

**Figure III.7** : La ligne d'eau dans l'auge de réception.**Hauteur des murs bajoyers :**

Pour le déversoir est le canal latéral la hauteur des murs bajoyers doit être au même niveau que celle de la crête de la digue (86.7m).

III.2.4 Coursier

Pour le coursier, on propose pour une section rectangulaire pour assurer le régime fluvial et la section de contrôle étant la profondeur d'eau à la fin du canal latéral.

Le calcul du tirant d'eau dans le coursier se fait de l'amont à l'aval comme suite :

-À la section de contrôle le tirant d'eau il est égal à la hauteur critique.

-Le régime d'écoulement dans le coursier est torrentiel et le type de la courbe de remous est S2(pour contrôler l'écoulement et pour des raisons économiques), nous déterminons la ligne d'eau au long de coursier à partir de la méthode d'intégration indirecte.

Le tracer de coursier :

Pour le tracer en choisir le tracer le plus cours pour atteindre à une pente presque nulle pour projeter le bassin de dissipation, pour éviter le problème de débordement qui lier généralement au changement brusque de direction, le tracer droit est la meilleure solution pour éviter ce genre des problème, mais pour nous c'est pas le cas parce que si on fait un tracer droit sans courbure la longueur de coursier sera très importante alors c'est une solution

ne pas économique (les conditions topographique), alors c'est pour ça on oblige de faire un tracer avec une courbure mais cette courbure provoque une force centrifuge qui est responsable à l'élévation de le niveau de l'eau dans cette courbure pour éviter le problème de débordement on calcule le rayon de raccordement comme montre la figure ci-dessous.

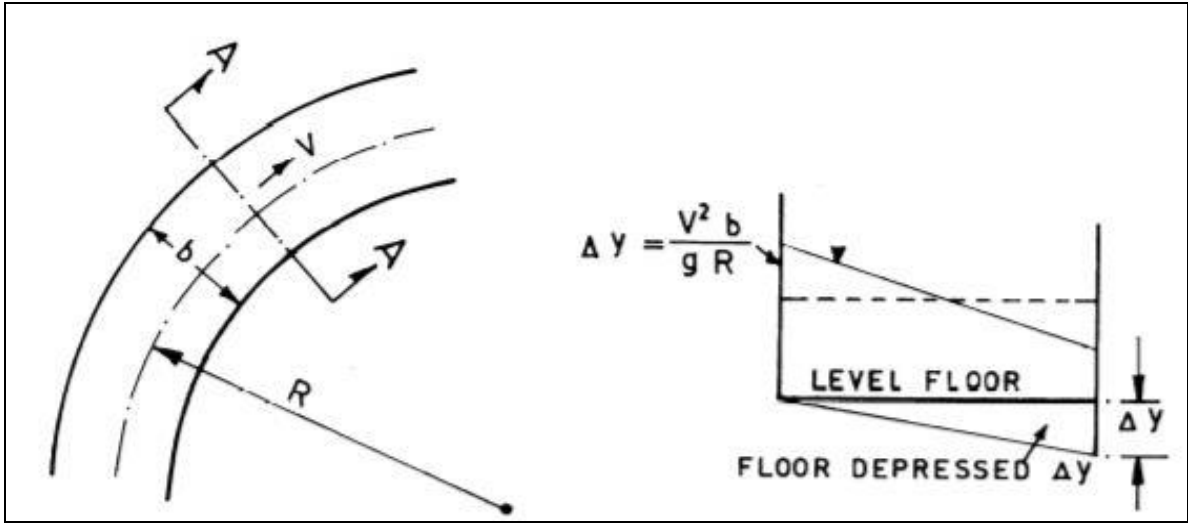


Figure III.8 : L'influence de la force centrifuge sur la ligne d'eau. (Khatsuria,2005)

$$R = \frac{v^2 b}{g \Delta y} \quad (III.10)$$

$$\Delta y_{\max} = 0.09b \quad (III.11)$$

$$L_t = 30 \Delta y \quad (III.12)$$

Avec : R : rayon de raccordement (m).

v : la vitesse dans la partie non rectiligne.

b : largeur de coursier (10m).

Δy : L'élévation de l'eau due à la force centrifuge (valeur max pour notre cas 0.9m on prend 0.3m).

L_t : longueur de la partie courbe.

D'après la formule (III.12) $L_t = 9m$.

Calcul de la ligne d'eau :

La rugosité $n = 0.014$.

La pente de coursier $I_n = 11.52 \%$.

Longueur de coursier $L_{cr} = 120m$.

Largeur de coursier $b_{cr} = 10m$.

Hauteur critique :

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g b_{cr}^2}} \quad (III.13)$$

AN : $h_c=2.4\text{m}$.

La pente critique :

$$I_c = \left(\frac{n \cdot Q}{S_{cr} \cdot R_{cr}^{2/3}} \right)^2 \quad (\text{III.14})$$

AN : $I_c=0.24\%$.

Hauteur normale :

La hauteur normale calculer par la formule de Manning, par calcul itératif on obtient :

$$h_n = 0.73\text{m}.$$

$h_n < h_c$ et $I_n > I_c$ alors la courbe de remous dans le coursier est de type S(pour assurer que elle est S3 il faut vérifier la condition $h_c > h_n > h$).

Méthode d'intégration indirecte :

Cette méthode est une solution de l'équation différentielle du mouvement pour les canaux prismatiques, l'équation à résoudre, en considérant $\frac{dQ}{dx}=0$ est :

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - S_f}{1 - F_r^2} \quad (\text{III.15})$$

Avec : S_0 : pente du fond.

S_f : pente de la ligne d'énergie.

En tenant compte de l'hypothèse que 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 :

$$\frac{\Delta y}{\Delta x} = \frac{S_0 - \frac{n^2 Q^2}{A^2 R^{4/3}}}{1 - \frac{Q^2 b}{A^3 g}} \quad (\text{III.16})$$

On donne des valeurs arbitraires à y_i et on calcul la distance Δx correspondante aux profondeurs y_i , et on calcul la profondeur moyenne : $y_{\text{moy}} = \frac{y_i + y_{i+1}}{2}$.

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

Dans notre cas toujours $y_n < y_i < y_c$ (courbe de remous type **S2**).

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III.6 : Résultats de calcul de ligne d'eau par l'intégration indirect 1^{er} variante.

y(m)	y _{moy}	A _{moy}	P _{moy}	R _{moy}	Fr ²	1-Fr ²	$\frac{n^2 Q^2}{A^2 R^{4/3}}$	$I_{cr} \frac{n^2 Q^2}{A^2 R^{4/3}}$	Δx	L _{cr} (m)
2.39										0
2.37	2.38	23.81	14.76	1.61	1.02	-0.02	0.0025	0.08784	-0.01	0.01
2.00	2.01	20.10	14.02	1.43	1.69	-0.69	0.0040	0.08626	-0.21	1.46
1.97	1.98	19.83	13.97	1.42	1.76	-0.76	0.0042	0.08610	-0.23	1.69
1.94	1.96	19.57	13.91	1.41	1.83	-0.83	0.0044	0.08593	-0.26	1.95
1.92	1.93	19.30	13.86	1.39	1.91	-0.91	0.0046	0.08575	-0.28	2.23
1.89	1.90	19.04	13.81	1.38	1.99	-0.99	0.0047	0.08556	-0.31	2.53
1.86	1.88	18.77	13.75	1.36	2.07	-1.07	0.0049	0.08535	-0.33	2.87
1.84	1.85	18.51	13.70	1.35	2.16	-1.16	0.0052	0.08514	-0.36	3.23
1.81	1.82	18.24	13.65	1.34	2.26	-1.26	0.0054	0.08492	-0.39	3.62
1.78	1.80	17.98	13.60	1.32	2.36	-1.36	0.0056	0.08468	-0.43	4.05
1.76	1.77	17.71	13.54	1.31	2.47	-1.47	0.0059	0.08442	-0.46	4.51
1.73	1.74	17.45	13.49	1.29	2.58	-1.58	0.0062	0.08415	-0.50	5.01
1.70	1.72	17.18	13.44	1.28	2.70	-1.70	0.0064	0.08386	-0.54	5.55
1.68	1.69	16.92	13.38	1.26	2.83	-1.83	0.0067	0.08355	-0.58	6.13
1.65	1.67	16.65	13.33	1.25	2.97	-1.97	0.0071	0.08323	-0.63	6.76
1.63	1.64	16.39	13.28	1.23	3.12	-2.12	0.0074	0.08288	-0.68	7.44
1.60	1.61	16.12	13.22	1.22	3.27	-2.27	0.0078	0.08251	-0.73	8.17
1.20	1.21	12.15	12.43	0.98	7.66	-6.66	0.0184	0.07186	-2.45	29.95
1.17	1.19	11.88	12.38	0.96	8.18	-7.18	0.0197	0.07057	-2.70	32.64
1.10	1.11	11.09	12.22	0.91	10.07	-9.07	0.0244	0.06587	-3.65	42.55
1.07	1.08	10.82	12.16	0.89	10.83	-9.83	0.0263	0.06397	-4.07	46.62
1.04	1.06	10.56	12.11	0.87	11.66	-10.66	0.0284	0.06186	-4.57	51.19
1.02	1.03	10.29	12.06	0.85	12.59	-11.59	0.0308	0.05953	-5.16	56.35
0.99	1.00	10.03	12.01	0.84	13.61	-12.61	0.0334	0.05693	-5.87	62.22
0.96	0.98	9.76	11.95	0.82	14.75	-13.75	0.0363	0.05403	-6.75	68.96
0.94	0.95	9.50	11.90	0.80	16.02	-15.02	0.0395	0.05078	-7.84	76.80
0.91	0.92	9.23	11.85	0.78	17.44	-16.44	0.0432	0.04712	-9.25	86.05
0.883	0.90	8.97	11.79	0.76	19.04	-18.04	0.0473	0.04301	-11.11	97.16
0.882	0.88	8.83	11.77	0.75	19.94	-18.94	0.0496	0.04067	-12.34	109.50
0.881	0.88	8.82	11.76	0.75	20.00	-19.00	0.0498	0.04050	-12.43	120

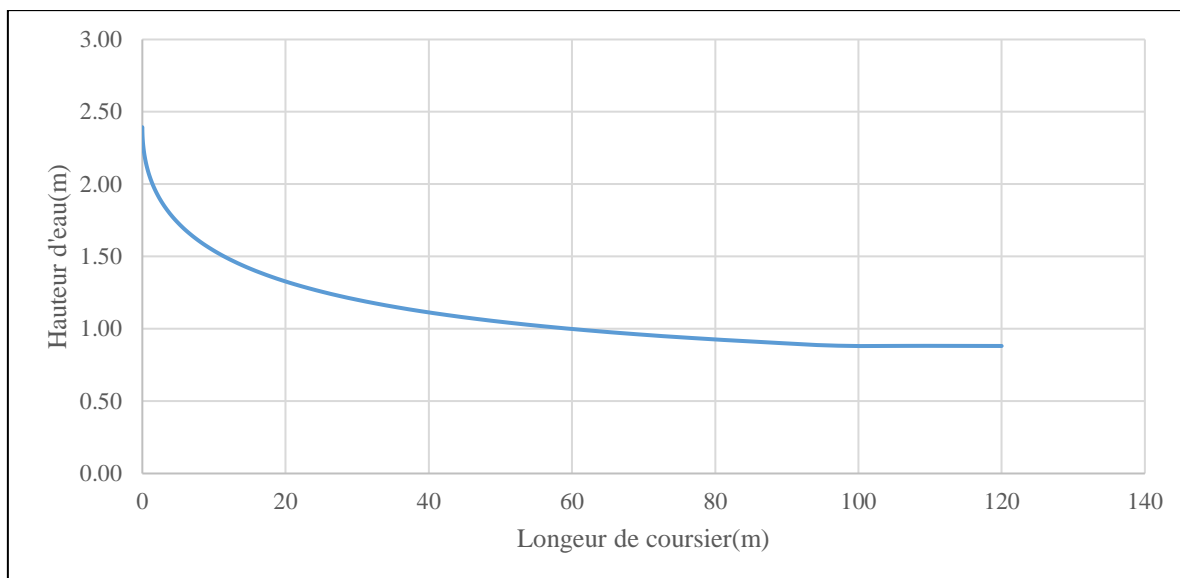


Figure III.9 : Représentation de la ligne d'eau dans le coursier 1^{er} variante.

Détermination de la hauteur des murs bajoyers :

Les hauteurs des murs bajoyers sont déterminées comme suit :

$$H_{cr} = h_{cr} + R \quad (\text{III.17})$$

$$R = 0.06 + 0.05 * \sqrt[3]{h_{cr}} \quad (\text{III.18})$$

Avec : H_{cr} : hauteur des murs de coursier.

h_{cr} : hauteur de ligne d'eau.

R : revanche.

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

Le calcul des hauteurs des murs sont représentées dans les tableaux suivants :

Tableau III.7 : Hauteur des murs bajoyers 1^{er} variante.

L(m)	h_{cr}	V(m/s)	R(m)	H_{cr} (m)
0	2.39	4.85	0.38	2.78
1.46	1.996	5.811	0.43	2.42
11.71	1.493	7.771	0.50	2.00
56.35	1.016	11.42	0.63	1.65
120	0.881	13.16	0.69	1.57

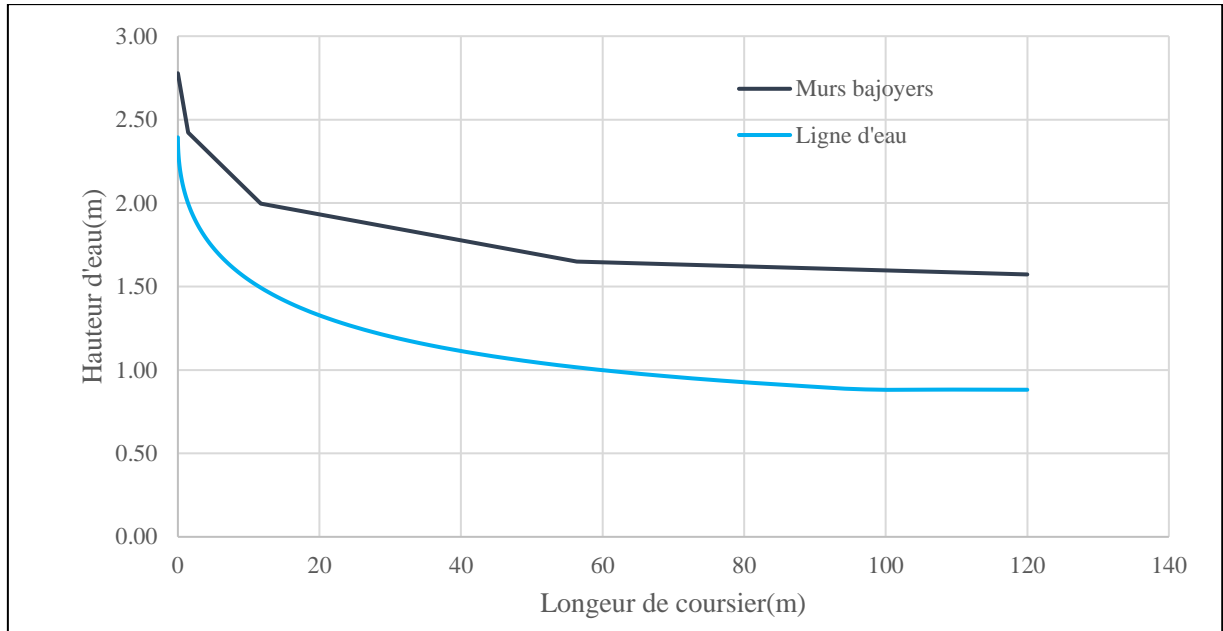


Figure III.10 : Murs bajoyers de coursier 1^{er} variante.

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

L'écoulement à grande vitesse dans le coursier présente un risque élevé de dégâts liés à l'érosion du fond suite à la cavitation, le phénomène d'aération commence à partir d'une section où $V > V_{cr}$.

V_{cr} est donnée par la formule de VOINITCH SYANOGENSKY :

$$V_{cri} = 6.63 \cdot \sqrt{g \cdot R \cdot \cos \theta} \cdot \sqrt{1 + \frac{0.0011}{R^2} \cdot \left(1 + \frac{8.71 \cdot n}{R^{1/6}}\right)} \quad (III.19)$$

Avec : V_{cr} : La vitesse critique.

R : Rayon hydraulique.

n : Coefficient de rugosité. (n=0.014).

θ : la pente de coursier en radian (θ = 0.09 rad).

Tableau III.8 : Vérification de phénomène d'aération 1^{er} variante.

Section	L(m)	h _{cr} (m)	V(m/s)	V _{cr} (m/s)	Condition
1	0	2.39	4.85	29.34	Vérifier
2	18.00	1.36	8.53	24.03	Vérifier
3	35.61	1.15	10.10	22.51	Vérifier
4	42.55	1.10	10.59	22.10	Vérifier
5	51.19	1.04	11.13	21.67	Vérifier
6	56.35	1.02	11.42	21.45	Vérifier
7	68.96	0.96	12.05	20.99	Vérifier
8	76.80	0.94	12.39	20.76	Vérifier
9	86.05	0.91	12.75	20.52	Vérifier
10	120.00	0.88	13.16	20.25	Vérifier

La condition de l'écoulement non aéré est vérifiée.

Vagues roulantes (Pochat,1980) :

Les vagues roulantes peuvent avoir lieu aussi bien dans les écoulements aérés que dans les écoulements non aérés. Elles apparaissent généralement lors d'un débit inférieur au débit de projet, suite à un écoulement déstabilisé. Les conditions d'absence de vagues roulantes sont :

$$\frac{b}{h} < (10 \div 12)$$

$$F_r^2 < 40$$

Avec : b : Largeur du coursier

h : Profondeur d'eau minimale dans le coursier

F : Nombre de Froude.

D'après le tableau (III.7) la hauteur de l'eau et la vitesse à la sortie de coursier ($h_{\text{sortie}}=0.881\text{m}$ et $v=13.16\text{m/s}$)

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{g \times h}} \quad (\text{III.20})$$

AN : $Fr = 4.476$.

Alors : $\frac{b}{h}=11.35 < 12$ et $F_r^2=20.03$.

Les deux conditions sont vérifiées donc il n'y a pas d'avoir un risque des vagues roulantes.

III.2.5 Bassin de dissipation

Le principe de la dissipation d'énergie du flot évacué se fait par un ralentissement brutal de la vitesse de l'écoulement et donc par un changement du régime d'écoulement du torrentiel au fluvial. Pour la dissipation de l'énergie on a opté pour un bassin de dissipation à ressaut, dont la forme et le type dépendent de l'énergie de l'écoulement torrentiel.

Les tests réalisés par (USBR) « The Bureau of Reclamation » montrent que le ressaut dépend directement du nombre de Froude comme le montre le tableau suivant :

Tableau III.9 : Type de ressaut hydraulique en fonction de nombre de Froude (Durand et al,1999).

Fourchette de nombre de Froude	Type de ressaut hydraulique
$1 \leq Fr \leq 1.7$	Ressaut ondulé
$1.7 \leq Fr \leq 2.5$	Ressaut faible de petites apparitions en surface.
$2.5 \leq Fr \leq 4.5$	Ressaut oscillant.
$4.5 \leq Fr \leq 9$	Ressaut stable (stationnaire).
$Fr \geq 9$	Ressaut fort (écoulement très turbulent).

Pour notre cas $Fr=4.476$ alors ressaut oscillant.

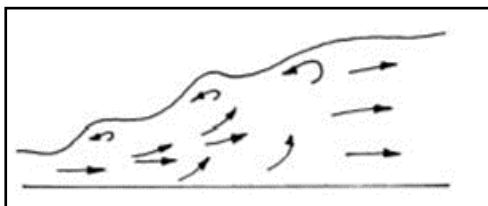


Figure III.11 :Le ressaut oscillant (Khatsuria,2005).

$2.5 \leq Fr \leq 4.5$ alors le bassin de type USBRI.

Dimensionnement de bassin :(annexe III.3)

Hauteur à la fin de bassin :

$$\frac{Y_2}{Y_1} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8F_r^2} - 1 \right) \tag{III.21}$$

AN : $Y_2=5.16$ m.

La longueur du bassin d'après l'abaque (annexe III.3) .

$$\frac{L}{Y_2} = 5,9 \tag{III.22}$$

AN : $L=31$ m.

Tableau III.10 : Les dimensions de blocs de chute et de seuil terminal.

Eléments du bassin	Dimensions	Indice	Formules	Valeurs	Unités
Blocs de chute	Longueur	L	$2*y_1$	1.76	m
	Hauteur	h	$2*y_1$	1.76	m
	Largeur	w	$\leq y_1$	1.00	m
	Espacement entre deux blocs	e	$2.5* w$	2.50	m
Seuil terminal	Hauteur	h_{seuil}	$1.25* y_1$	1.10	m

(On prend 3 blocs).

Murs bajoyers de bassin de dissipation :

$$H_{bassin}=Y_2+R$$

$$R=0.1*(V_1+Y_2) \tag{III.23}$$

AN : $H_{bassin}=7$ m.

Remarque :

Il n'est pas nécessaire de projeter un canal de fuite car on est arrivé à l'oued de l'aménagement, donc l'eau qui provienne par le dissipateur est restituée directement dans le cours d'eau naturel. Mais il est préférable de prévoir des éléments anti-érosif dans le lit de l'oued.

III.3 Évacuateur de crue lateral à entonnement frontal avec labyrinthe

Le déversoir de type labyrinthe se compose d'une série de murs relativement minces ayant une forme réitérée de plan, généralement triangulaire ou trapézoïdal, avec une face verticale en amont. Des évacuateurs de crues labyrinthe sont en particulier adaptés aux emplacements où la largeur de déversoir et la surface ascendante de l'eau sont limitées et de plus de grandes capacités de décharge sont exigées. Bien que leur forme inhabituelle et d'autres configurations d'écoulement compliquées aient découragé son utilisation dans le passé, cependant le développement actuel de technique de conception de courbe devrait avoir comme conséquence une acceptation plus large de ces types de structures à l'avenir.

III.3.1 Canal d'approche

Vu la topographie de site il y a nécessité de projeter un canal d'amenée, et pour minimiser le volume d'excavation on a fait une partie droite et on termine avec courbure jusqu'à le niveau de la pelle (12.5m de du canal est perpendiculaire au déversoir et 38 m fait partir de la partie courbé).

Vitesse d'approche :

Le canal d'approche est de section rectangulaire avec une largeur $b=12.5\text{m}$ et dalle $P=3\text{m}$.

D'après la formule (III.1) $V_{ap}=1.98\text{m/s} < V_{ad, donc}$ pas de risque d'érosion.

Pente de canal d'approche :

D'après la formule (III.3) : $I_{ap}= 0.095\%$.

La hauteur des murs de canal d'approche a atteint la crête du barrage.

III.3.2 Dimensionnement du déversoir labyrinthe

L'étude d'optimisation a abouti à choisir une longueur déversant qui est de 25 mètres ceci n'est économique pour un déversoir rectiligne (latéral à entonnement frontal) à cause le volume d'excavation la topographie de notre cite qui dite ça. Mais notre variante "Seuil en labyrinthe" a été choisi de façon à avoir un évacuateur plus économique déployé sur un espace de 12.5 m.

Pour un évacuateur différent d'un déversoir rectiligne le régime d'évacuation varie, pour cela nous allons maintenir le débit et la charge et chercher la longueur déversant sous forme de labyrinthe.

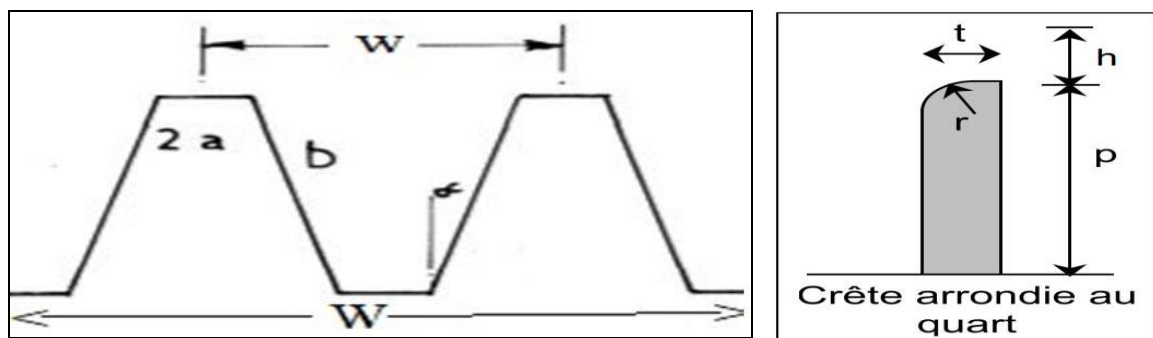


Figure III.12: Schéma explicatif de labyrinthe (Ladreyt,2005).

Calcul de géométrie de déversoir :

On considère un élément de base de largeur w d'un déversoir labyrinthe et de longueur déversant : $l = 4a + 2b$.

La géométrie de déversoir est complètement définie par le rapport caractérisant l'augmentation de la largeur l/d , l'angle α , le nombre d'élément de base n et la hauteur relative du déversoir w/p , la performance du déversoir défini comme le rapport Q_L/Q_n .

W : largeur totale de déversoir en labyrinthe $W = 12.5$ m.

Q_L : Débit évacué détermine par laminage : $Q_L = 116.06$ m³/s

H : Charge hydraulique : $H = 1.66$ m.

P : hauteur de la pelle : $P = 3$ m.

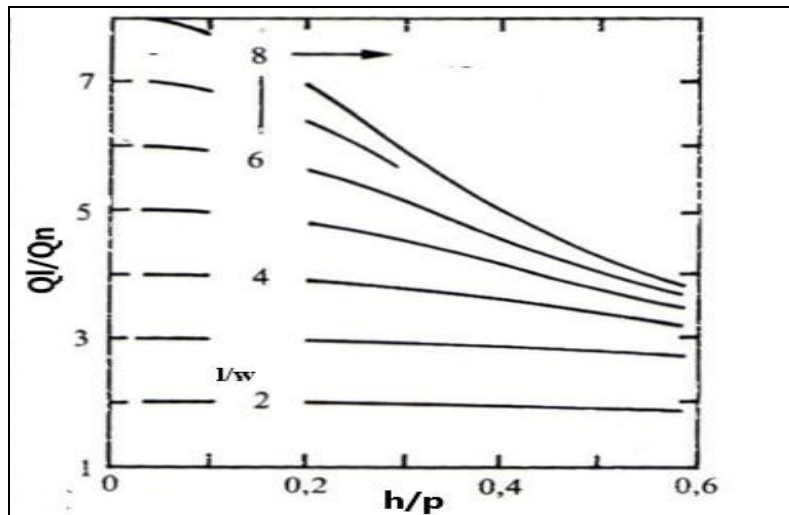


Figure III. 13 : Abaque pour le dimensionnement déversoir labyrinthe trapézoïdale en plan ($\frac{w}{p} > 2$) (Hay and Taylor 1970).

Calcul le débit Q_n :

$$Q_n = C_d \cdot W \cdot h^{1.5} \tag{III.24}$$

D'après Hay et Taylor 1970 le C_d est :

$$C_d = 1.77 + 0.22 \left(\frac{h}{p}\right) \tag{III.25}$$

AN : $C_d = 1.892$.

La formule (III.26) donne $Q_n = 50.58$ m³/s.

Alors : $Q_L/Q_n = 2.29$ et $h/p = 0.55$ et d'après l'abaque de la figure(III.11) $l/w = 2.32 \rightarrow l = 14.5$ m.

Donc : $a = 1$ m ; $b = 5.25$ m.

$$\alpha = \sin^{-1}\left(\frac{w/2 - 2a}{b}\right) \quad (\text{III.26})$$

$$\alpha^{\max} = \sin^{-1}\left(\frac{w}{l}\right) \quad (\text{III.27})$$

AN : $\alpha = 12.37^\circ$; $\alpha^{\max} = 25.53^\circ$. $\alpha/\alpha^{\max} = 0.484 < 0.8$ conditio vérifier.

De la figure (III.10) : $t = P/6$ et $r = P/12$ a $\rightarrow t = 0.5\text{m}$; $r = 0.25\text{m}$.

Pour notre déversoir on prend deux cycles.

Notre déversoir labyrinthe est formé de deux becs de canard, il très difficile de déterminé la hauteur d'eau à l'intérieur de chaque bec car il y a l'influence de deux côtés pour cela nous allons considérer une hauteur égale à Y amont du coursier car ce tronçon est formé d'une faible pente et d'une courte distance (chenal d'écoulement) pour assurer un régime fluvial avant de l'entrée au coursier. Cette approximation est sous réserve, pour connaître sa valeur réelle il faut passer par le modèle réduit.

Étant donné que le grossissement du débit Q_L/Q_n est légèrement inférieur au grossissement de longueur correspondant) l/w , le paramètre d'efficacité E est exprimé comme pourcentage :

$$E = \frac{Q_L/Q_n}{l/w} * 100 \quad (\text{III.28})$$

AN: $E = 98.71\%$.

III.3.3 Chenal d'écoulement

D'après la formule (III.13) $\rightarrow h_c = 2.06\text{m}$.

Et de la formule (III.14) $\rightarrow I_c = 0.222\%$.

Pour assurer un écoulement fluvial on prend une pente $I = 0.2\%$, d'après la formule de Manning et par itérations la hauteur normale dans le chenal d'écoulement $h_n = 2.13\text{m}$.

Les murs de chenal :

En amont et pour éviter le débordement on adapte une hauteur des murs qui atteint le niveau de crête 86.76m .

En aval (hauteur critique) par application de la formule (III.18) $H = 2.4\text{m}$.

III.3.4 Coursier

Nous suivons les mêmes étapes et la même méthode qu'on a déjà utiliser pour le dimensionnement de coursier de la variante précédente.

Données de départ : Largeur de coursier $b = 12.5\text{m}$, Longueur de coursier $l_{cr} = 90\text{m}$; La pente de coursier $I_{cr} = 15.7\%$; La hauteur critique $h_c = 2.06\text{m}$; La pente critique $I_c = 0.222\%$.

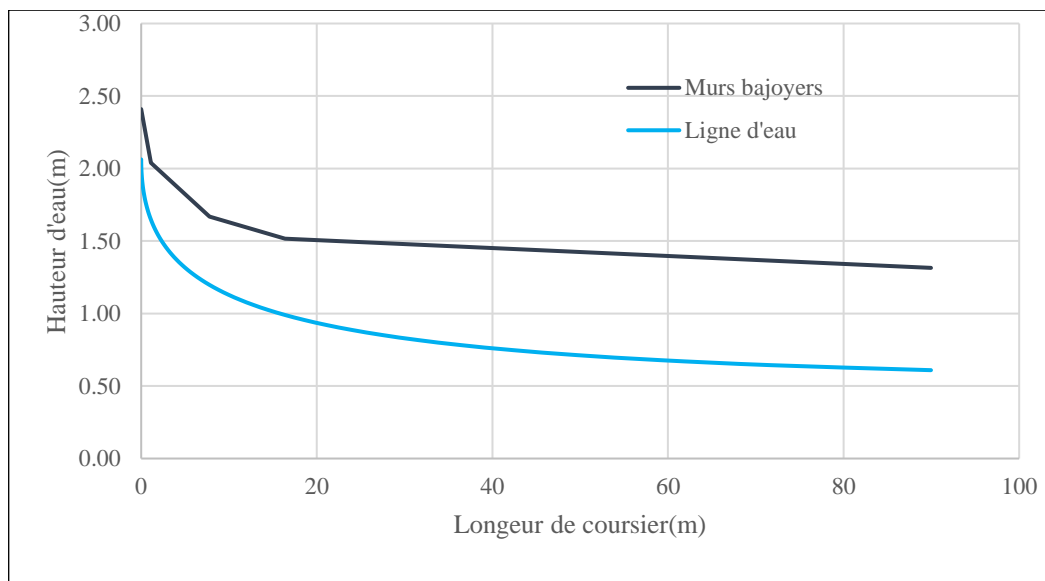
La hauteur normale dans le coursier $h_n = 0.26\text{m}$. (écoulement torrentiel de type S2)

Tableau III.11 : Résultats de calcul de ligne d'eau par l'intégration indirecte 2^{ème} variante.

y(m)	y _{moy}	A _{moy}	P _{moy}	R _{moy}	Fr ²	1-Fr ²	$\frac{n^2 Q^2}{A^2 R^{4/3}}$	$I_{cr} - \frac{n^2 Q^2}{A^2 R^{4/3}}$	Δx	L _{cr} (m)
2.06										0
2.03	2.05	25.57	16.59	1.54	1.03	-0.03	0.0023	0.15473	-0.01	0.01
1.99	2.01	25.14	16.52	1.52	1.08	-0.08	0.0024	0.15461	-0.02	0.02
1.96	1.98	24.70	16.45	1.50	1.14	-0.14	0.0025	0.15449	-0.03	0.05
1.92	1.94	24.27	16.38	1.48	1.20	-0.20	0.0027	0.15435	-0.04	0.10
1.89	1.91	23.84	16.31	1.46	1.27	-0.27	0.0028	0.15420	-0.06	0.16
1.86	1.87	23.41	16.25	1.44	1.34	-0.34	0.0030	0.15404	-0.08	0.23
1.82	1.84	22.97	16.18	1.42	1.41	-0.41	0.0031	0.15387	-0.09	0.33
1.79	1.80	22.54	16.11	1.40	1.50	-0.50	0.0033	0.15368	-0.11	0.44
1.75	1.77	22.11	16.04	1.38	1.59	-0.59	0.0035	0.15348	-0.13	0.57
1.72	1.73	21.68	15.97	1.36	1.68	-0.68	0.0037	0.15327	-0.15	0.73
1.68	1.70	21.24	15.90	1.34	1.79	-0.79	0.0040	0.15303	-0.18	0.90
1.65	1.66	20.81	15.83	1.31	1.90	-0.90	0.0042	0.15277	-0.20	1.11
1.61	1.63	20.38	15.76	1.29	2.03	-1.03	0.0045	0.15249	-0.23	1.34
1.58	1.60	19.95	15.69	1.27	2.16	-1.16	0.0048	0.15219	-0.26	1.61
1.54	1.56	19.51	15.62	1.25	2.31	-1.31	0.0051	0.15185	-0.30	1.90
1.51	1.53	19.08	15.55	1.23	2.47	-1.47	0.0055	0.15148	-0.34	2.24
1.37	1.39	17.35	15.28	1.14	3.28	-2.28	0.0074	0.14961	-0.53	4.04
1.30	1.32	16.48	15.14	1.09	3.83	-2.83	0.0087	0.14834	-0.66	5.29
1.27	1.28	16.05	15.07	1.07	4.15	-3.15	0.0094	0.14759	-0.74	6.03
1.23	1.25	15.62	15.00	1.04	4.50	-3.50	0.0102	0.14676	-0.83	6.85
1.09	1.11	13.89	14.72	0.94	6.40	-5.40	0.0148	0.14222	-1.31	11.29
1.06	1.08	13.46	14.65	0.92	7.04	-6.04	0.0163	0.14068	-1.49	12.78
0.89	0.90	11.29	14.31	0.79	11.90	-10.90	0.0283	0.12865	-2.93	24.04
0.85	0.87	10.86	14.24	0.76	13.38	-12.38	0.0321	0.12492	-3.43	27.47
0.82	0.83	10.43	14.17	0.74	15.12	-14.12	0.0365	0.12050	-4.06	31.53
0.78	0.80	10.00	14.10	0.71	17.17	-16.17	0.0418	0.11524	-4.86	36.38
0.75	0.77	9.56	14.03	0.68	19.61	-18.61	0.0481	0.10892	-5.91	42.30
0.71	0.73	9.13	13.96	0.65	22.53	-21.53	0.0557	0.10126	-7.36	49.66
0.68	0.70	8.70	13.89	0.63	26.06	-25.06	0.0651	0.09191	-9.44	59.09
0.64	0.66	8.26	13.82	0.60	30.37	-29.37	0.0766	0.08035	-12.65	71.74
0.61	0.63	7.83	13.75	0.57	35.69	-34.69	0.0911	0.06592	-18.21	90

Tableau III.12 : Hauteur des murs bajoyers.

L(m)	h_{cr}	v(m/s)	R(m)	$H_{cr}(m)$
0	2.06	4.50	0.35	2.41
1.11	1.65	5.633	0.39	2.04
7.78	1.20	7.749	0.47	1.67
16.38	0.99	9.37	0.53	1.52
90	0.61	15.23	0.71	1.31

**Figure III.14 :** Ligne d'eau et les murs bajoyers dans le coursier 2^{ème} variante.**Vérification le phénomène d'aération :****Tableau III.13 :** Vérification de phénomène d'aération 2^{ème} variante.

Section	L(m)	H(m)	V(m/s)	Vcr(m/s)	Condition
1	0	2.06	4.50	28.62	Vérifier
2	9.98	1.13	8.22	22.67	Vérifier
3	21.11	0.92	10.08	20.85	Vérifier
4	31.53	0.82	11.36	19.82	Vérifier
5	42.30	0.75	12.41	19.09	Vérifier
6	49.66	0.71	13.01	18.71	Vérifier
7	59.09	0.68	13.68	18.31	Vérifier
8	71.74	0.64	14.41	17.90	Vérifier
9	90	0.61	15.23	17.48	Vérifier

La condition de l'écoulement non aéré est vérifiée.

La condition des vagues roulants :

D'après la formule (III.20) $F_r=6.23$

$F_r^2=38.81 < 40 \rightarrow$ condition vérifier.

$\frac{b}{h} = 20.49 > 12 \rightarrow$ condition non vérifier. (Possibilité de voir les vagues roulants dans les 90 derniers mètre).

Il y a une condition non vérifier, il y a un risque d'avoir des vagues roulants dans le coursier. Il y a lieu alors de prendre les précautions constructives nécessaires pour éviter les affouillements à l'aval ainsi que les déferlements de vagues sur les murs bajoyers.

III.3.5 Bassin de dissipation

On a $F_r=6.23$ et d'après la classification du tableau (III.9) le ressaut est stable (stationnaire).

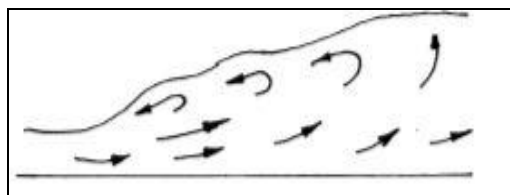


Figure III.15 : Ressaut stable (Khatsuria,2005).

$F_r > 4.5$ et $V > 15\text{m/s} \rightarrow$ le bassin de dissipation est de type USBRIII.

Dimensionnement de bassin :(annexe III.4)

Hauteur à la fin de bassin : d'après la formule (III.21) $Y_2= 10.15\text{m}$.

La longueur du bassin d'après l'abaque (annexe III.4).

$$\frac{L}{Y_2} = 4.05 \tag{III.24}$$

AN : $L=41\text{m}$.

Tableau III.14: Les dimensions de blocs de chute et de seuil terminal.

Eléments du bassin	Dimensions	Indice	Formules	Valeurs	Unités
Blocs de chute	Hauteur	h1	y_1	0.61	m
	Largeur	/	y_1	0.61	m
	Espacement entre deux blocs	/	y_1	0.61	m
	Espacement dans les deux côtes	/	$0.5 * y_1$	0.3	m
Seuil denté	Hauteur	h2	$0.2 * h_2$	0.81	m
	Largeur	/	$0.15 * h_2$	0.6	m
	Espacement entre deux blocs	/	$0.15 * h_2$	0.6	m
	Juste avant la pente	/	$0.02 * h_2$	0.08	m

Pour les blocs des chutes 10 blocs, et pour les blocs de seuil denté 11 blocs.

Murs bajoyers de bassin de dissipation :

$$H_{\text{bassin}}=Y_2+R$$

Et d'après la formule (III.25) $H_{\text{bassin}}=12.65\text{m}$.

Remarque :

Les eaux transitées par le dissipateur vont être restituées directement dans le cours d'eau naturel de l'oued, donc le canal de fuite n'est pas jugé indispensable, c'est juste de prévoir les éléments anti-érosif dans le lit de l'oued.

III.4 Étude comparaison entre les deux variantes pour le choix de la variante finale

Le choix de la variante la plus favorable est basée sur plusieurs critères :

-Le rendement de l'ouvrage, la stabilité, la difficulté et les exigences de réalisation et d'entretien, le cout et la durée de réalisation.

-Les deux variantes calculées sont installées sur la rive gauche, c'est-à-dire qu'ont les même conditions topographique et géologique.

L'évacuateur latéral à entonnement latéral est facile à réaliser, peu volumineux, il donne un bon rendement mais il y a un risque de saturation si le débit évacué dépasse un peu le débit de dimensionnement. Par contre, l'évacuateur latéral à entonnement frontal avec labyrinthe nécessite une main-d'œuvre qualifiée par rapport à la 1^{ère} variante.

De côté économique la variante labyrinthe nécessite des excavations énormes dans le canal d'approche par rapport la 1^{ère} variante, même le volume de béton pour le bassin de dissipation et le coursier est plus important par rapport la variante latérale à entonnement latéral.

Conclusion

D'après les résultats obtenir dans ce chapitre les deux variantes sont possibles à réalise de côté technique (dans la 2^{ème} variante il y a le problème des vagues roulantes mais on peut prend des préventions), mais de côté économique le volume des excavations pour la 2^{ème} variante est grand par rapport l'autre variante même le volume de béton, et tout ça influence sur le cout de l'évacuateur ,donc le choix définitif de la variante de l'évacuateur de crues s'est arrêté à la variante : évacuateur latéral à entonnement latéral, il reste juste à faire son conception détaillée tout en passant par l'étude de sa stabilité et le calcul de son ferrailage qui est l'objet de chapitre IV, la choisir sera teste par un prototype et les résultats du modèle réduite sera fixé les dimensions finals de l'ouvrage.

Chapitre IV Étude de stabilité et ferrailage de déversoir.

Introduction

L'évacuateur de crue constitue souvent la partie la plus sollicitée d'un barrage. Il est important donc de le concevoir avec beaucoup de prudence et de le réaliser avec le plus grand soin.

Ce chapitre a pour but essentiel de connaître l'état de l'ouvrage du point de vue stabilité après avoir défini toutes les charges soumises par l'évacuateur, puis on procède au calcul des armatures nécessaires pour notre ouvrage.

IV.1 Etude de stabilité

Cette étude a pour but de vérifier la stabilité de l'ouvrage au :

- Stabilité au renversement.
- Stabilité au poinçonnement.
- Stabilité au glissement.

IV.1.1 Stabilité de déversoir

IV.1.1.1 Etude des infiltrations (Mihoubi,2000)

Nous allons faire une étude d'infiltration qui nous aide à dimensionner le contour souterrain et on détermine les sous pressions qui agissent sous le radier avec la méthode de BLIGH.

Le H de dimensionnement est :

$$H = H_{\text{amont}} - H_{\text{aval}}. \quad (\text{IV.1})$$

AN : $H = 1.66\text{m}$.

Tableau IV.1 : Résultats de pré dimensionnement :

	Avant radier		Radier	
	Formule	Valeur(m)	Formule	Valeur(m)
L	$(0 \div 2)H$	6.25	$(3 \div 5)H$	12.5
Tr1	$H < 5 \rightarrow (0.4 \div 0.5)m$	0.5	$(0.25 \div 0.3)H$	1.3
Tr2	$0.75 + 0.05H$	1	$(0.13 \div 0.15)H$	0.6
S1	/	/	$(2 \div 7)m$	2
S2	/	/	Tr2	0.6
Sp	/	/	$(0.02 \div 0.05)Lr$	0.25

Les hypothèses de cette méthode :

- le sol est homogène. On suppose qu'elle est vérifiée.
- la répartition des sous pressions est considérée linéaire.
- la condition à vérifier est que la longueur de contour déployé (LCD) est supérieure à la longueur de contour théorique de Bligh ($LC^{\text{Théorique}}$).

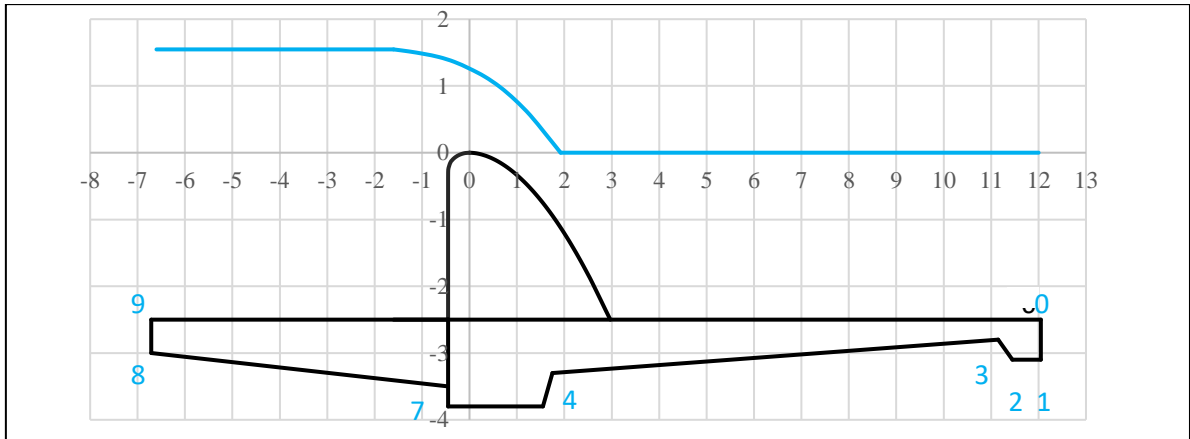


Figure IV.1 : Prédimensionnement de déversoir.

Pour ne pas avoir les déformations d'infiltration on doit vérifier l'inégalité de BLIGH :

$$L_{RCD} > LC_{Théorique}. \tag{IV.2}$$

Avec : L_R : longueur du contour déployé= 20.27 m

$$LC_{Théorique} = C \cdot H.$$

C : proportionnalité dépend du type du sol = 3.

Donc : $L_{RCD} = 20.27 \text{ m} > LC_{Théorique} = 5 \text{ m}$ d'où la condition de BLIGH est vérifiée.

Les sous pressions :

$$h_x = \frac{l_x}{L_{RCD}} H \tag{IV.3}$$

$$t_x = \left(\frac{\gamma_w}{\gamma_w - \gamma_b} \right) n \cdot h_x \tag{IV.4}$$

Avec : t_x : Epaisseur du radier

n : Coefficient de sécurité varie entre (0.84 à 1.25) selon la classe de ouvrage.

Dans notre cas on prend : $n = 1,25$

γ_w : Poids volumique de l'eau = 1 tf/m^3

γ_b : Poids volumique du béton = 2.4 tgf/m^3

Le tableau suivant résume le calcul des sous pressions sous le radier de déversoir, ainsi leurs épaisseurs :

Tableau IV.2 : Calcul des sous pressions et les épaisseurs.

Point	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
h_i	0	0.6	0.6	0.35	9.23	0.35	2	0.3	6.27	0.5
l_x	0	0.6	1.2	1.55	10.78	11.13	13.13	13.43	19.7	20.2
h_x	0	0.049	0.099	0.127	0.886	0.915	1.079	1.104	1.619	1.66
t_x	0	0.042	0.085	0.109	0.759	0.784	0.925	0.946	1.388	1.423
t_{pr}	0	0.6	0.6	0.35	1	1.3	1.3	1	0.5	0
T	0	0.5	0.5	0.35	1	1.3	1.3	1	0.5	0

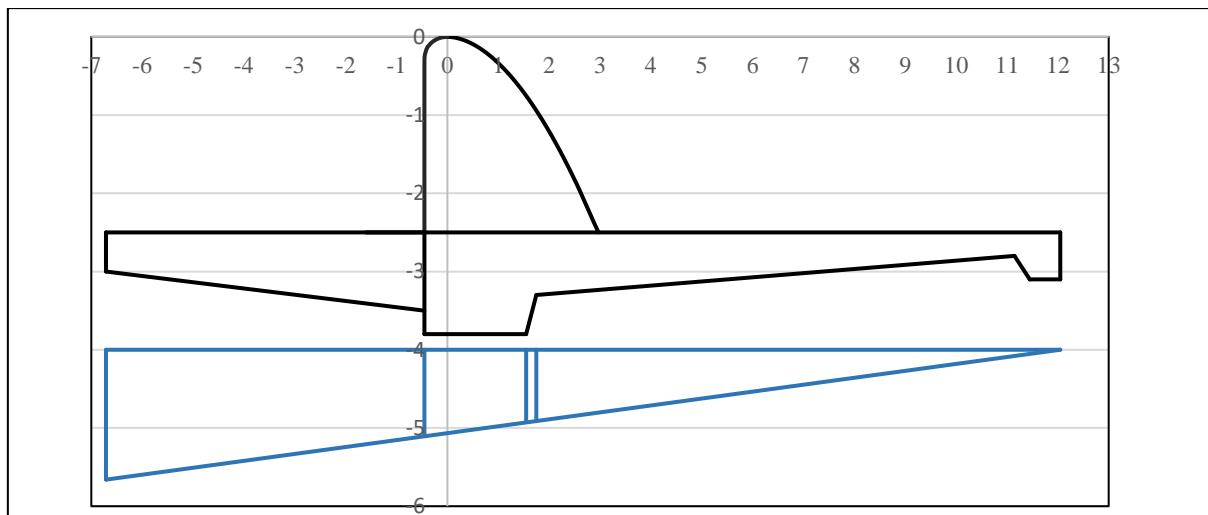


Figure IV.2 : Epure des sous pressions dynamiques.

IV.1.1.2 Forces agissantes sur le déversoir

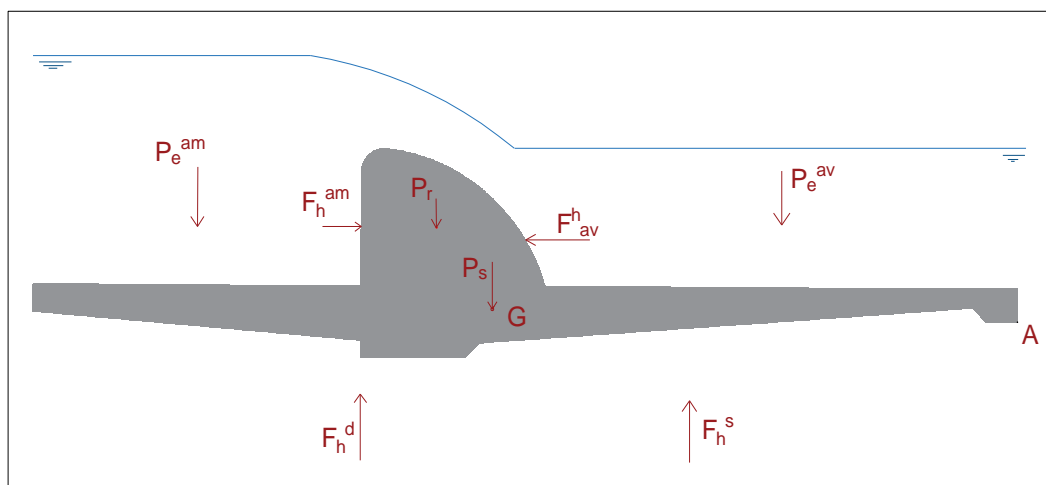


Figure IV.3: Les forces agissantes sur le déversoir.

Tableau IV.3: Calcul des forces agissantes sur le déversoir.

Les forces		Symbole	Formule	Résultats(t)
Pression hydrostatique	Amont	F_h^{am}	$\gamma_w * \frac{(P+h_d)+h_d}{2} * P * 1$	7.275
	Aval	F_h^{av}	$\gamma_w * \frac{P^2}{2} * 1$	3.125
Poids de rideau		P_r	$\gamma_b * S_r * 1$	15.6
Poids de la semelle		P_s	$\gamma_b. S_s * 1$	35.04
Poids de l'eau amont		P_e^{am}	$\gamma_w * (H_{am} * L_{Avradier}) * 1$	26
Poids de l'eau aval		P_e^{av}	$\gamma_w * (9 * P) * 1$	22.5
Sous pressions	Hydrodynamiques	F_h^d	$\gamma_w * \frac{h_d * L_{RCD}}{2} * 1$	16.766
	Statiques	F_h^s	$\gamma_w * L_{radier} * P * 1$	31.25

Tableau IV.4 : Distances d'applications des forces par rapport les points A et G.

Les forces		Symbole	Résultats (t)	Distance par rapport A(m)	Distance par rapport G(m)
Pression hydrostatique	Amont	F_h^{am}	7.275	1.67	1.5
	Aval	F_h^{av}	3.125	1.43	1.26
Poids de rideau		Pr	15.6	11.07	1.04
Poids de la semelle		Ps	35.04	10	0
Poids de l'eau amont		P_e^{am}	26	15.625	5.625
Poids de l'eau aval		P_e^{av}	22.5	4.5	5.51
Sous pressions	Hydrodynamiques	F_h^d	16.766	12.5	2.51
	Statiques	F_h^s	31.25	6.25	3.74

IV.1.1.3 Stabilité au glissement

La condition de stabilité au glissement est :

$$\frac{\sum F_V}{\sum F_H} \geq 1.2 \tag{IV.5}$$

Avec : $\sum F_H = F^{am}_h - F^{av}_h = 4.15t$.

$$\sum F_V = P_r + P_s + P^{av}_e - (F_h^d + F_h^s) = 51.124t.$$

$$\frac{\sum F_V}{\sum F_H} = 12.32 \geq 1.2 \rightarrow \text{Le déversoir est stable au glissement.}$$

IV.1.1.4 Stabilité au renversement

Pour qu'il ait stabilité au renversement du mur de soutènement, il faut que la relation suivante soit vérifiée :

$$\frac{\sum M_s}{\sum M_r} \geq 1.5 \tag{IV.6}$$

Avec : Ms : les Moments des forces stabilisatrices par rapport au point A.

Mr : les Moments des forces déstabilisatrices par rapport au point A.

$$M_s = P_r \cdot 11.07 + P_s \cdot 10 + P^{av}_e \cdot 1.43 + P_e^{am} \cdot 15.625 + F^{av}_h \cdot 1.43 = 1035.06 \text{ t.m.}$$

$$M_r = F^{am}_h \cdot 1.67 + F_h^d \cdot 12.5 + F_h^s \cdot 6.25 = 417.037 \text{ t.m.}$$

$$\frac{\sum M_s}{\sum M_r} = 2.48 \geq 1.5 \rightarrow \text{Le déversoir est stable au renversement.}$$

IV.1.1.5 Stabilité au poinçonnement

On dit que le déversoir est stable au poinçonnement si la contrainte transmise par le radier de l'ouvrage est inférieure à la contrainte de sol.

La capacité portante du sol :

$$\sigma_{portante} = 0.5 \cdot b \cdot \gamma_s \cdot N\gamma + C \cdot N_C + \gamma_s \cdot D \cdot N_q \tag{IV.7}$$

Avec : b = la largeur du radier = 18.75 m.

γ_s : poids volumique du sol = 1.915 t/m³.

C = la cohésion = 0.73 bar.

D : l'ancrage = $Tr1 = 1.3$ m.

N_γ, N_C, N_q : Facteurs de portance de TERZAGUI dépendent de l'angle de frottement.

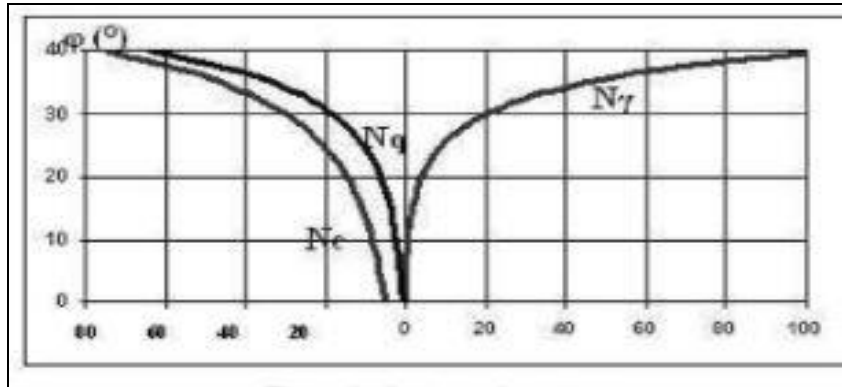


Figure IV.4 : Facteurs de capacité portante d'après Terzaghi.

D'après la figure (IV.4) et pour $\phi = 33.82^\circ$: $N_\gamma = 38$, $N_C = 45$, $N_q = 24$.

AN : $\sigma_{portante} = 4.02$ bar.

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{100 \cdot \beta} \pm \frac{6 \cdot M_G}{100 \cdot \beta^2} \tag{IV.8}$$

Avec : $N = \sum F_V = 51.12$ t.

M_G : Somme des moments par rapport au centre de gravité du radier.

β : Largeur de radier de déversoir en cm. ($\beta = 1875$ cm).

$$M_G = (F_h^d * 2.51 + F_h^{am} * 1.5 + P_e^{av} * 5.51) - (F_h^s * 3.74 + F_h^{av} * 1.26 + P_r * 1.04 + P_e^{am} * 1.5) = 0.85866 \text{ t.m.}$$

Alors : $\sigma_1 = 0.274$ bar ; $\sigma_2 = 0.271$ bar.

$\sigma_{1,2} < \sigma_{portante}$ → La stabilité au poinçonnement est vérifiée.

N.B : Puisque la stabilité du déversoir est vérifiée vis-à-vis du glissement, renversement et le poinçonnement, on maintient les dimensions de déversoir choisis.

IV.1.2 Stabilité de coursier

IV.1.2.1 Pré dimensionnement

$H = 2.8$ m.

B_1 (semelle arrière) = $H/3 \approx 1$ m.

B_2 (semelle avant) = $B_{coursier}/2$ On prend $B_2 = 5$ m.

Les épaisseurs des murs :

$e_1 = H/10 \approx 30$ cm

e2 = 15 à 30 cm, on prend : e2 = 20 cm

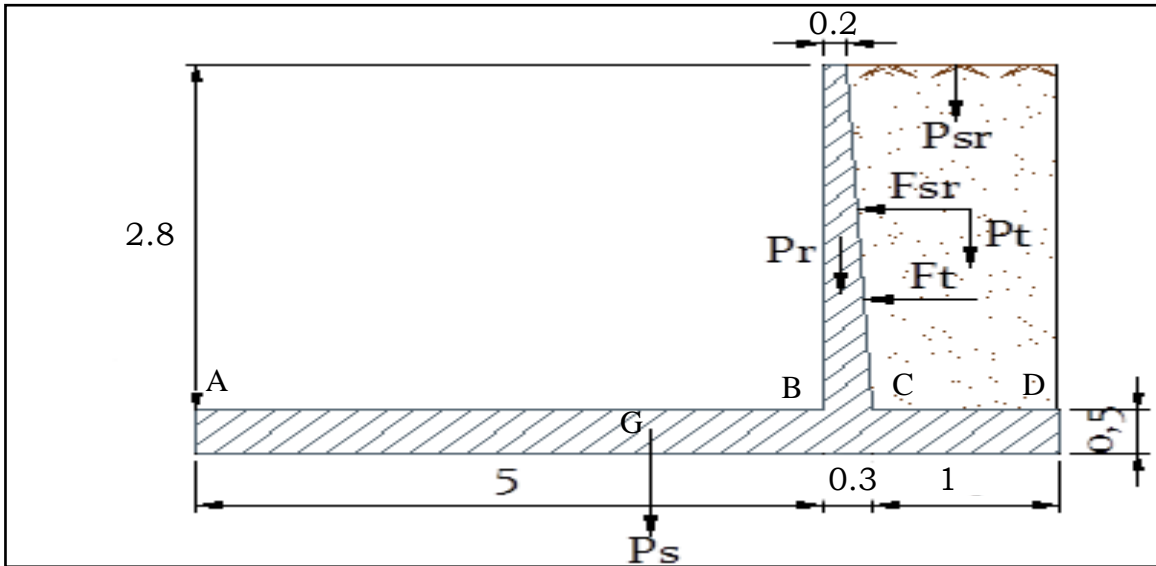


Figure IV.5 : Schémas des forces agissants sur le coursier.

Le calcul des forces et de stabilité c'est la même chose que le déversoir.

Le cas le plus défavorable pour la stabilité et le dimensionnement de coursier c'est canal vide.

IV.1.2.2 Forces agissants sur les mures

Tableau IV.5 : Calcul des forces agissants sur le coursier.

	Forces	Formules	Remarque	Résultats(t)
Forces verticales	Poids du rideau	$P_r = \gamma_b \cdot V_r$	V_r : Volume du mur pour 1 m	1.68
	Poids la semelle	$P_s = \gamma_b \cdot V_s$	V_s : volume de la semelle pour 1 m	7.56
	Poids des surcharges	$P_{sr} = \gamma_s \cdot S_r \cdot l_s$	S_r : surcharge ; $S_r = 1 \text{ t/m}^2$ l_s : (tranche de 1m)	1.1
	Poids des terres sur la semelle	$P_t = \gamma_s \cdot V_t$	V_t : Volume des terres sur la semelle pour 1m	5.63
Forces horizontales	Poussée des terres	$F_t = A \cdot \gamma_s \cdot H^2 / 2 \cdot l_s$	$A = \text{tg}^2 (\pi/4 - \phi/2) ;$ $\phi = 33.82^\circ$	2.92
	Poussée des surcharges	$F_{sr} = A_p \cdot S_r \cdot H$	$S_r = 1 \text{ t/m}^2$ H : hauteur de mur et semelle ; $H=3.3\text{m}$	0.924

Tableau IV.6 : Distances d'applications des forces par rapport les points A et G ''coursier''

Forces		Résultats(t)	Distance par rapport A(m)	Distance par rapport G(m)
Forces verticales	Poids du rideau	1.68	5.1267	1.9767
	Poids la semelle	7.56	3.15	0
	Poids des surcharges	1.1	5.75	2.6
	Poids des terres sur la semelle	5.63	5.775	2.625
Forces horizontale	Poussée des terres	2.92	1.1	0.85
	Poussée des surcharges	0.924	1.65	1.4

IV.1.2.3 Stabilité au glissement

$$\sum F_H = F_{sr} + F_t = 3.84t.$$

$$\sum F_V = P_r + P_s + P_t + P_{sr} = 15.97t.$$

$$\frac{\sum F_V}{\sum F_H} = 4.16 \geq 1.2 \rightarrow \text{Le déversoir est stable au glissement.}$$

IV.1.2.4 Stabilité au renversement

$$M_S = P_r * 5.1267 + P_s * 3.15 + P_t * 5.775 + P_{sr} * 5.75 = 71.265106 \text{ t.m.}$$

$$M_r = F_{sr} * 1.65 + F_t * 1.1 = 4.7366 \text{ t.m.}$$

$$\frac{\sum M_S}{\sum M_r} = 15.04 > 1.5 \rightarrow \text{Le déversoir est stable au renversement.}$$

IV.1.2.5 Stabilité au poinçonnement

$$N = \sum F_V = 15.97 \text{ t.}$$

$$M_G = (P_r * 1.9767 + P_t * 2.625 + P_{sr} * 2.6) - (F_{sr} * 1.4 + F_t * 0.85) = 13.26 \text{ t.m.}$$

$$\beta = 630 \text{ cm.}$$

$$\text{De la formule (IV.8) } \sigma_1 = 0.454 \text{ bar} ; \sigma_2 = 0.053 \text{ bar.}$$

$$\sigma_{1,2} < \sigma_{portante} \rightarrow \text{La stabilité au poinçonnement est vérifiée.}$$

N.B : Puisque la stabilité de coursier est vérifiée vis-à-vis du glissement, renversement et le poinçonnement, on maintient les dimensions de déversoir choisis.

IV.2 Calcul de ferrailage

Le ferrailage se fait à l'état limite ultime (ELU)

IV.2.1 Ferrailage de déversoir

IV.2.1.1 Ferrailage de rideau de déversoir

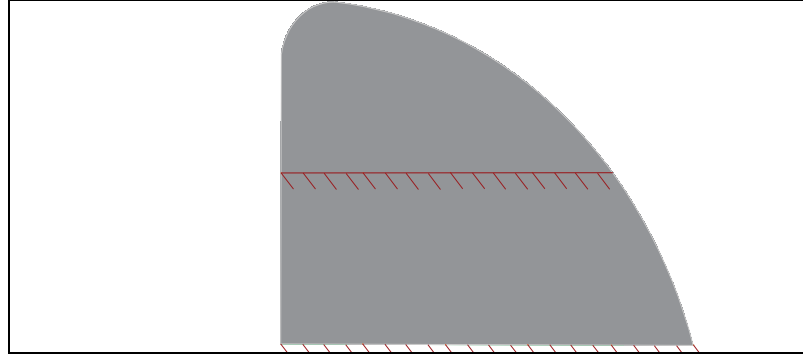


Figure IV.6 : Calcul de ferrailage de rideau de déversoir.

Le ferrailage est calculé sur la base du moment d'encastrement exercé à la base, on considère le cas le plus défavorable (pas d'écoulement à l'aval de déversoir)

Donc le moment d'encastrement : $M_e = 1.35 * \gamma_w * \frac{P^3}{6} = 3.52 \text{ t.m.}$

À mi-hauteur $M_e = 1.35 * \gamma_w * \frac{P^3}{48} = 0.44 \text{ t.m.}$

Calcul des aciers :

$$\mu = \frac{M_e}{\sigma_{bc} * b * d^2} \quad (\text{IV.9})$$

Avec : σ_{bc} : Contrainte admissible de la compression du béton.

b : Longueur de la tranche (400 cm à la base et 280 cm à mi-hauteur).

c : l'enrobage = 4 cm.

d : Largeur du mur diminue de l'enrobage (396 cm à la base et 276 cm à mi-hauteur).

$\sigma_{bc} = 0.85 \frac{f_{28}}{\gamma_b}$; F_{c28} : la résistance à la compression en 28 jours.

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton. $\gamma_b = 1.5$ (dans le cas courant)

Pour un dosage en ciment de 375 Kg/Cm^3 ou à $F_{c28} = 25 \text{ MPa}$ qui donne $\sigma_{cb} = 142b$.

Si $\mu < 0.186$ on a dans le pivot A.

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} \quad (\text{IV.10})$$

$$\beta = 1 - 0.4 * \alpha \quad (\text{IV.11})$$

Vérification des aciers comprimés : (si $\mu < \mu_l$ pas d'acier comprimés).

$$\mu_l = 0.8\alpha_l - 0.32 * \alpha_l \quad (\text{IV.12})$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{1000 * \varepsilon_l + 3.5} \quad (\text{IV.13})$$

$$\epsilon_1 = \frac{f_e}{\gamma_s * E_s} \tag{IV.14}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \tag{IV.15}$$

$E_s = 2.10^6$ bar (élasticité du béton).

On choisit des aciers de nuance FeE 400, donc : $f_e = 4000$ bar.

γ_s : Coefficient de sécurité pour les aciers = 1.15.

De les formules (IV.12), (IV.13),(IV.14) et (IV.15) : ($\epsilon_1 = 0.0017$; $\alpha_l = 0.68$; $\mu = 0.39$; $\sigma_s = 3478.26$ bar).

Section d'aciers :

$$A_s = \frac{\mu}{\sigma_s * \beta * d} \tag{IV.16}$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.5\% * (100 * b) \tag{IV.17}$$

Tableau I.V.7 : Ferrailage de rideau de déversoir.

	M	Pivot	Acier comprimé	α	β	As (cm ²)	Asmin (cm ²)	ASchoisir (cm ²)	Nbr barre	e (cm)
à la base	0.0002	A	Non	0.00025	0.99	0.24	200	200	8T35	10
à mi-hauteur	0.00004	A	Non	0.00005	0.99	0.05	138	138	8T32	10

IV.2.1.1 Ferrailage de semelle de déversoir

On considère le cas le plus défavorable (toutes les forces)

Déterminons les contraintes agissantes sur la semelle :

De la formule (IV.8) on a :(avec $\beta = 1875$ cm)

$$N = \sum F_V = 1.35 (P_r + P_s + P_e^{av} - (F_h^d + F_h^s)) = 69.0172t$$

$$M_G = 1.35 ((F_h^d * 2.51 + F_h^{am} * 1.5 + P_e^{av} * 5.51) - (F_h^s * 3.74 + F_h^{av} * 1.26 + P_r * 1.04 + P_e^{am} * 1.5)) = 1.16 \text{ t.m}$$

$$AN : : \sigma_1 = 0.371 \text{ bar} ; \sigma_2 = 0.365 \text{ bar}.$$

Le radier est considéré comme étant encastré dans le massif supérieur. La charge due au poids de déversoir.

Les contraintes dues aux forces verticales sont :

$$\sigma_{r,s,pw} = \frac{1.35 * (P_r + P_s + P_e^{am}) + 1.5 * P_e^{av}}{L.B} \tag{IV.18}$$

$$AN : \sigma_{r,s,pw} = 0.714 \text{ bar}.$$

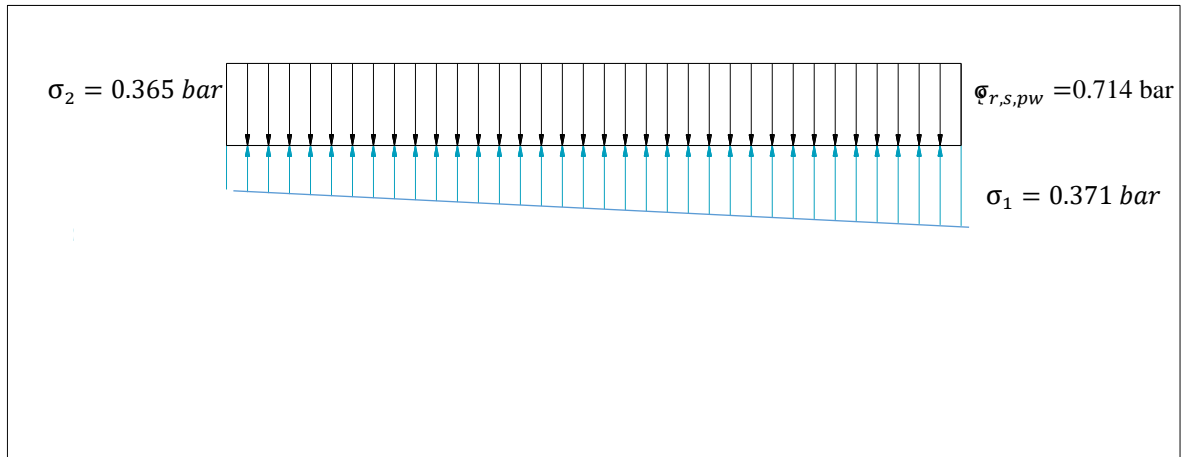


Figure IV.7 : Diagramme des contraintes de la semelle de déversoir.

$$\sigma_A = \sigma_{r,s,pw} - \sigma_1 = 0.343 \text{ bar.}$$

$$\sigma_B = \sigma_{r,s,pw} - \sigma_2 = 0.349 \text{ bar.}$$

$$M = \frac{\sigma_A + \sigma_B}{2} B * 9.35 * 100 = 606.6 \text{ t.m.}$$

La section (130*100) cm².

Tableau IV.8 : Ferrailage de semelle de déversoir.

	M	Pivot	Acier comprimé	α	β	As (cm ²)	Asmin (cm ²)	ASchoisir (cm ²)	Nbr barre	e (cm)
Semelle	0.26	A	Non	0.39	0.84	162.9	65	162.9	9T32	10

IV.2.2 Ferrailage de coursier

IV.2.2.1 Ferrailage de rideau de coursier

Le rideau est calculé comme une console encastree dans la semelle, sur lequel s'exercent deux poussées, celles des terres et celles des surcharges.

Donc le moment d'encastrement : $M_e = 1.35 * A * \gamma_t * \frac{h^3}{6} + 1.5 * \frac{h^2}{2} * A = 5.94 \text{ t.m.}$

À mi-hauteur $M_e = 1.35 * A * \gamma_t * \frac{h^3}{48} + 1.5 * \frac{h^2}{8} * A = 0.74 \text{ t.m.}$

Avec : (A=0.28 ; h=2.8m).

Tableau IV.9 : Ferrailage de rideau de déversoir.

	M	Pivot	Acier comprimé	α	β	As (cm ²)	Asmin (cm ²)	ASchoisir (cm ²)	Nbr barre	e (cm)
à la base	0.057	A	Non	0.073	0.97	6.53	15	15	8T16	13
à mi-hauteur	0.011	A	Non	0.0135	0.995	0.92	12.5	12.5	9T14	12

IV.2.2.2 Ferrailage de semelle de coursier

La semelle est soumise, dans le cas le plus défavorable aux charges dues au poids du rideau, réaction du sol, poids de la semelle et poids des terres et des surcharges.

Contraintes σ dues aux forces verticales :

$$\sigma = \frac{1,35 (Pt+Pr) + 1,5 (Psr)}{100 B'} = 0.886 \text{ bar}$$

$$\sigma_s = \frac{1,35 (Ps)}{100 B} = 0.162 \text{ bar.}$$

$$\sum F_V = 1.35*(P_r + P_s + P_t) + 1.5* P_{sr} = 21.72t.$$

$$M_G = 1.35*(P_r*1.9767 + P_t*2.625 - Ft*0.85) + 1.5(P_{sr}*2.6 - F_{sr}*1.4) = 23.43 \text{ t.m.}$$

De la formule (IV.8) $\sigma_1 = 0.699 \text{ bar}$; $\sigma_2 = -0.009 \text{ bar}$.

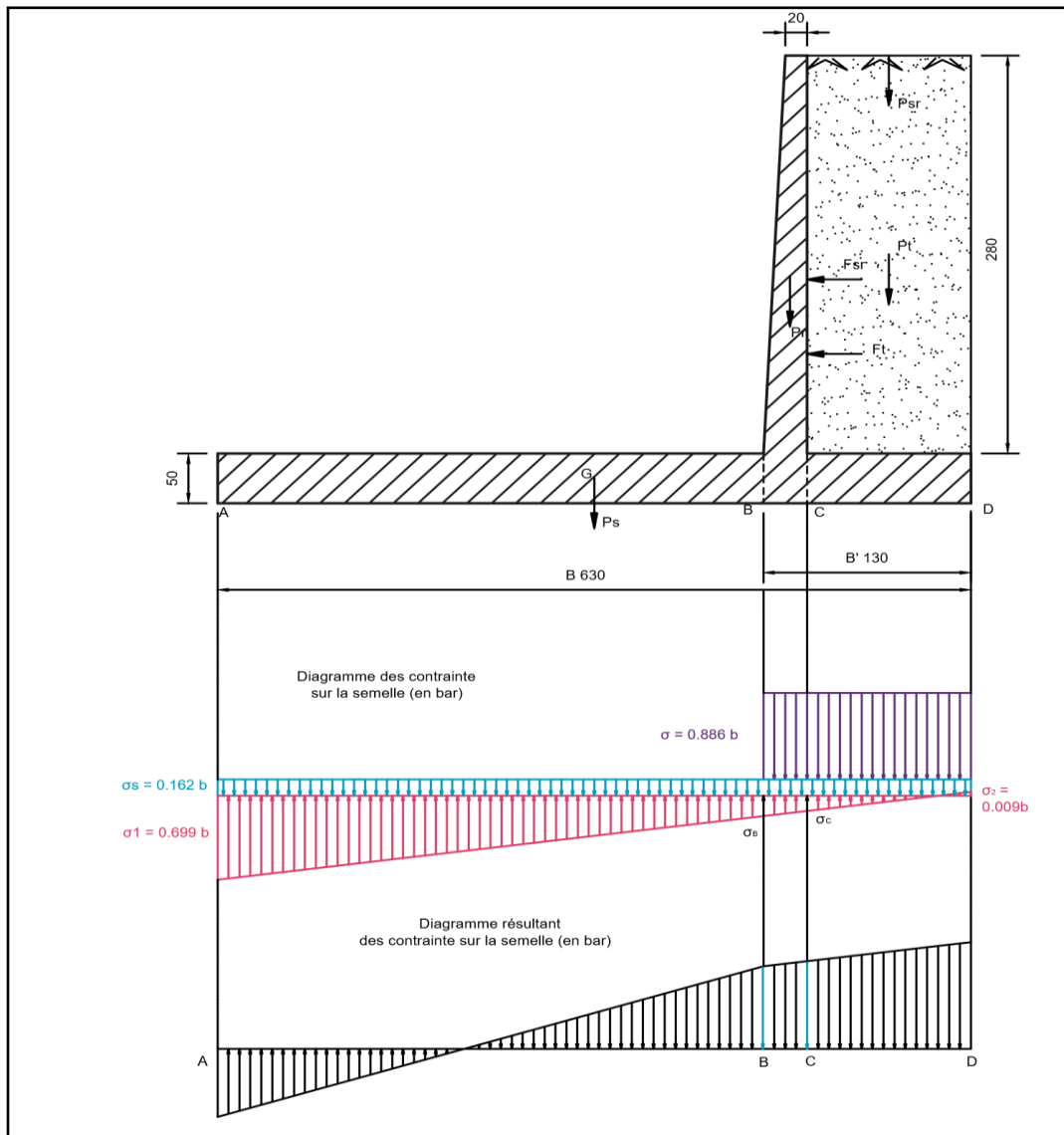


Figure IV.8: Diagramme de contrainte.

$$M_C = 4.767 \text{ t.m}$$

$$M_B = 57.38 \text{ t.m}$$

Tableau IV.10 : Ferrailage de semelle de déversoir.

	μ	Pivot	Acier comprimé	α	β	As (cm ²)	Asmin (cm ²)	Aschoisir (cm ²)	Nbr barre	e (cm)
CD	0.015	A	Non	0.019	0.992	2.94	25	25	8T20	12
AB	0.183	A	Non	0.255	0.898	39.08	25	39.08	8T25	12

Conclusion

À l'issue de ce chapitre, les conditions de stabilité des ouvrages ont été vérifiées. Il ressort que l'évacuateur est stable et un éventuel séisme extrême ou un tel incident ne présente aucun risque pour l'ouvrage. On peut dire que les dimensions choisies sont fiables et ne présentent aucun risque de défaillance de ces dernières.

Chapitre V Étude de la dérivation provisoire, vidange du fond et la prise d'eau.

Introduction

La réalisation et l'exploitation d'un barrage nécessite des ouvrages annexes qui sont soit complètement séparés du corps du barrage, grâce à des tranchées ou des galeries souterraines le contournant, soit y être incorporés, ce sont exclusivement les dispositions adoptées dans ce dernier cas qui vont être examinées, les ouvrages visés dans le premier cas relevant de considérations sur l'hydraulique appliquée, sur les procédés généraux de construction ou sur les matériels mécaniques (vannes), les ouvrages les plus importants sont, la dérivation provisoire, la vidange du fond et la prise d'eau.

V.1 La dérivation provisoire

La période de construction du barrage comprendra au moins une saison pluvieuse. Pour cette raison, la rivière devra être dérivée. Cette dérivation sera faite au moyen d'un conduit en béton armé et des batardeaux en amont et en aval.

Cet ouvrage a pour but la dérivation des eaux de crues d'eau pendant la construction du barrage pour pouvoir réaliser les travaux à sec et protéger le chantier contre toute crue et venue d'eau qui peut provoquer des dégâts ou perturber le déroulement des travaux dans les meilleures conditions. Il est accompagné le plus souvent (sauf dans le cas d'un canal) par un batardeau amont jouant le rôle d'un amortisseur de crues et facilitant en même temps l'acheminement des eaux vers la dérivation provisoire et un batardeau aval permettant l'empêchement de retour d'eau vers le chantier, le batardeau amont se construit avec les mêmes soins que le barrage.

V.1.1 Type d'ouvrage de dérivation provisoire

Galerie de dérivation :

Cet ouvrage est réservé aux vallées rocheuses étroites, son avantage est qu'il évite l'interférence avec les failles et la construction du barrage.

Conduite de dérivation :

La conduite de dérivation sous le remblai est préférée si la roche pour la galerie est de mauvaise qualité, mais plusieurs problèmes techniques peuvent surgir surtout en ce qui concerne le contact béton fondations. L'avantage commun de ces deux ouvrages se résume par l'aspect économique, car ils sont souvent utilisés comme ouvrages définitifs (vidange de fond).

Canal de dérivation :

Cet ouvrage est le plus souvent adopté dans les vallées larges ou les débits sont importants pour être évacués par les galeries ou les conduites d'une façon économique, et c'est la variante la plus adaptée au site du barrage.

V.1.2 Choix de la crue de dimensionnement

En réalité, il n'existe aucune loi ou règle qui définissent le choix de la crue avec laquelle se dimensionne l'ouvrage de dérivation provisoire.

Le choix de la crue dépend du degré du risque admis en cas de dépassement de celle-ci, il intervient sur les dégâts qui peuvent être provoqués par une crue au cours de réalisation, sur le coût de l'ouvrage de dérivation et sur la durée d'exécution de l'aménagement.

En général, pour les barrages en béton, l'ouvrage de dérivation se dimensionne par les crues décennales ou vingtaines, alors que pour les barrages en terre, le dimensionnement de la dérivation provisoire se fait par les crues cinquantennales ou même centennales. Mais en Algérie, le plus souvent le dimensionnement se fait par les crues dont la période de retour varie entre 10 et 50 ans donc, vu tous ces paramètres qui interviennent dans la détermination de cette crue et pour le dimensionnement de la dérivation provisoire de notre ouvrage, nous optons pour la crue vingtennale.

Le débit maximum de cette crue est $Q_{\max(5\%)}=195.49 \text{ m}^3/\text{s}$.

V.1.3 Succession des travaux

1^{ère} étape : Mise en place d'un batardeau partielle pour la construction du canal.

2^{ème} étape : Construction d'un canal à section rectangulaire à ciel ouvert qui sera par la suite mise à travers le corps de la digue.

3^{ème} étape : Construction d'un batardeau amont pour acheminer les eaux vers le canal et amortir à la fois la crue.

Construction d'un batardeau aval pour empêcher le retour des eaux vers le chantier.

4^{ème} étape : Une fois les travaux de réalisation sont terminés on enlève les batardeaux et on passe à la mise en eau.

V.1.4 Calcul de section de la galerie de dérivation

Section rectangulaire en dehors de la digue à ciel ouvert l'écoulement sera à surface libre.

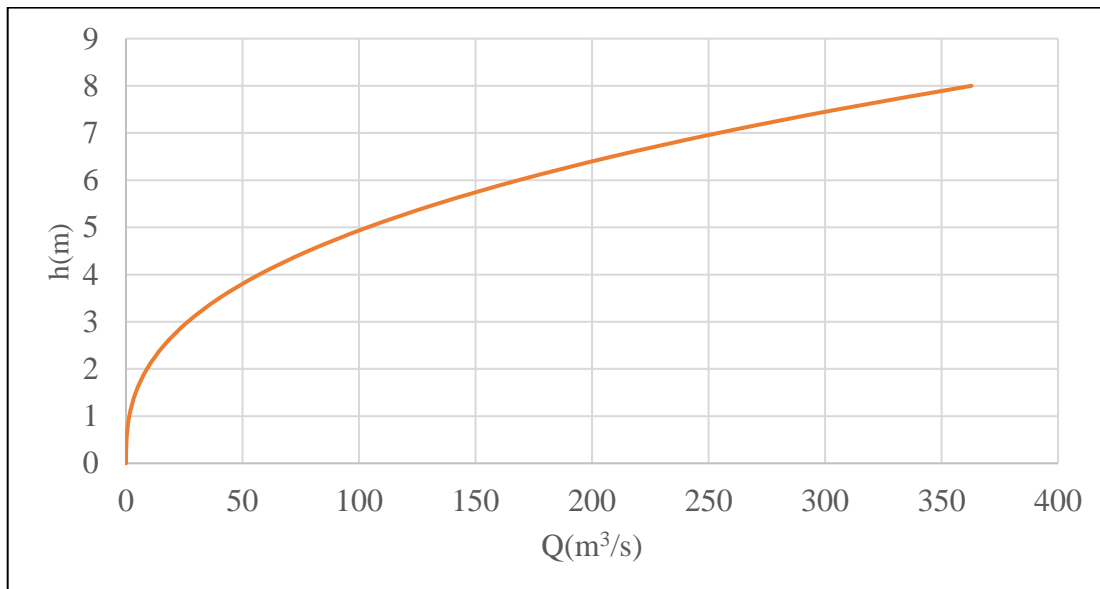
Pour cela il faut encore chercher la section la plus économique possible.

$$Q = \frac{1}{n} * S * R_h^{2/3} * i^{0.5} \quad (\text{V.1})$$

Pour une section rectangulaire économique il faut $b = 2h$. (Cours hydraulique appliqué)

Tableau V.1 : Calcul de débit évacuer par le canal pour défient b et h.

b(m)	h(m)	Q(m³/s)
0	0	0
0.5	0.25	0.223
1	0.5	1.417
1.5	0.75	4.179
2	1	8.999
2.5	1.25	16.317
3	1.5	26.533
3.5	1.75	40.024
4	2	57.143
4.5	2.25	78.229
5	2.5	103.607
5.5	2.75	133.589
6	3	168.476
6.5	3.25	208.563
7	3.5	254.134
7.5	3.75	305.468
8	4	362.835

**Figure V.1:** Courbe de tarage du canal.

Pour assure que l'écoulement dans le canal soit écoulement à surface libre il faut que le canal y ait une capacité d'évacuation un débit supérieur à débit de dimensionnement, pour cela on opte pour une section des trois sections ($b=7$; 7.5 et 8).

Laminage de crue :

On fait le laminage par la méthode de Muskingum pour les trois sections précédentes.

Tableau V.2: Résultats de laminage.

B(m)	7	7.5	8
H_d(m)	3	2.92	2.87
Q_l(m³/s)	78.95	81.22	84.42

D'après les résultats de tableau (V.1 et V.2) nous avons choisi la section b=7m avec h=3.5m.

Vérification de l'écoulement torrentiel :

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g b_{cr}^2}} \tag{V.2}$$

AN : h_c = 3.12 m.

La pente critique :

$$I_c = \left(\frac{n * Q}{S_{cr} * R_{cr}^{2/3}} \right)^2 \tag{V.3}$$

AN : I_c = 0.37%.

On prend une revanche R=0.5m ; alors b=7m avec h=4m.

Pour des raisons de stabilité (le volume de remblai au-dessus de le canal de dérivation est très important) on divis notre canal à deux canal de sections (b=4m ;h=4m),les deux canal assure un débit Q=276.89 m³/s.

V.1.5 Construction des batardeaux

Les batardeaux amont et aval sont prévu comme des petits barrages leur rôle est d'orienter les eaux des crues vers le canal de dérivation. Ces éléments seront démolis à la fin des travaux. Ils sont construits en remblai par l'utilisation des graviers et des sables alluvionnaires qui se trouvent le long du fond de l'oued, ou des zones d'emprunt de la digue.

V.1.5.1 Batardeau amont

Crête du batardeau amont

Pour la détermination du niveau de la crête de la digue, on peut utiliser la relation suivante :
Cote crête = côte de l'entrée de la dérivation + h_n + R_v + a

Avec : h_n : hauteur normale dans la galerie de dérivation a l'entré (3.5m)

R_v : la revanche

a : hauteur libre de sécurité (réserve constructive entre 0.40 et 0.60 m).

$$R_v = 1 + 0.3 * F^{0.5} \text{ (Formule simplifier)} \tag{V.4}$$

(F≈0.45 Km) AN : R_v = 1.2m

Donc la hauteur du batardeau est de 5.3 m

La cote de l'oued à l'axe du batardeau est de 65 m NGA

On opte pour une largeur de crête 5 m ce qui permettra la circulation des engins de terrassement.

Cote crête = 70.3 m NGA.

La distance entre le batardeau et la digue est 64.5 m.

Les talus du batardeau amont :

Le choix de la pente des talus amont et aval est en fonction des matériaux de constructions utilisées et leurs caractéristiques ainsi que la hauteur du batardeau. D'après le tableau qui donne les pentes des talus en fonction de la hauteur et de type de barrage.

Tableau V.3: Pentes des talus en fonction de la hauteur et du type de la digue (Rolleyet al, 1977).

Hauteur de la digue (m)	Type de la digue	Fruit de talus	
		amont	aval
H≤5	Homogène	2.5	2
	À zone	2	2
5<H<10	Homogène à granulométrie étendue	2	2
	Homogène à grande présence d'argile	2.5	2.5
	À zone	2	2.5
5<H<10	Homogène à granulométrie étendue	2.5	2.5
	Homogène à grande présence d'argile	3	2.5
	À zone	2	3
H≥20	Homogène à granulométrie étendue	3	2.5
	Homogène à grande présence d'argile	3	2.5
	À zone	3	2.5

Pour nous on prend le fruit de talus amont le même de la digue $m_1=3.5$ et l'aval $m_2=2$.

Protection des talus du batardeau amont :

Les talus du batardeau doivent être protégés contre les dangers naturels qui peuvent nuire à leurs stabilités, comme l'érosion hydrique provoquée par le ruissellement, l'action des vents et même les effets chimiques des eaux salines ou alcalines.

Talus aval :

Pour le talus aval on ne prévoit aucune protection car le batardeau est incorporé dans la digue.

Talus amont :

L'imperméabilisation sera obtenue par une gaine imperméabilisante qui sera fixée sur le parement amont. C'est également la solution la plus économique et cela quel que soit le type de digue en remblai.

Le drain du batardeau amont :

On prévoit un dispositif drainant qui permet à la fois de dissiper les pressions interstitielles renfermées par la fondation et d'intercepter le débit de fuite sans dégât.

Dimensionnement du Drain tapis

$$L_d = 0.25 * L_b \quad (V.5)$$

L_d : longueur du drain tapis en m

L_b : largeur transversale du batardeau $L_b = b_{cr} + (m_1 + m_2) * H_b = 34.15m$.

AN : $L_d = 8.6m$.

Dimensionnement de prisme :**Hauteur :**

$$h_p = (0.15 \div 0.2) h_b$$

h_b : Hauteur du barrage ($h_b = 5.3m$)

$$h_p = 1m.$$

Largeur en crête :

$$B_{dr} = \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{4}\right) h_p \text{ on prend } B_{dr} = 0.25m$$

Fruits des talus :

$$m_1 = (1 \div 2.5) \text{ on prend } m_1 = 2.$$

$$m_2 = (1.15 \div 2.5) \text{ on prend } m_2 = 2.$$

V.1.5.2 Batardeau aval

Le même calcul que le batardeau amont sauf que la protection de batardeau.

La distance entre le batardeau et la digue est 54.5 m

Talus amont :

Pour le talus amont on ne prévoit aucune protection car le batardeau est incorporé dans la digue, de plus le retour d'eau de fait de l'aval vers l'amont.

Talus aval :

L'imperméabilisation sera obtenue par une gaine imperméabilisante qui sera fixée sur le parement aval du batardeau. C'est également la solution la plus économique et cela quel que soit le type de digue en remblai.

V.2 Vidange de fond

Les barrages modernes font normalement partie d'aménagements à buts multiples. Ces derniers peuvent servir, entre autres, à l'approvisionnement en eau potable et industrielle, à la protection contre les crues et, évidemment, à la production d'énergie hydro-électrique. La vidange de fond constitue un élément indispensable d'un barrage de retenue. Elle sert notamment à assurer :

- La montée contrôlée du plan d'eau pendant le premier remplissage du réservoir.
- Le contrôle du plan d'eau en cas d'évènements particuliers, comme par exemple une instabilité des rives.
- Un abaissement du plan d'eau lors de dangers naturels.
- L'évacuation de dépôts de sédiments.
- L'alimentation du cours d'eau aval dans des cas exceptionnels, par exemple lors d'une révision de la centrale hydro-électrique.

V.2.1 Type de vidange de fond

On peut distinguer trois types

Conduite de vidange en charge :

Elle est généralement combinée avec la prise d'eau ou l'évacuateur en tulipe. Elle doit être en acier enrobé de béton armé ou une conduite en armé tôle sous le remblai, son diamètre est en fonction du débit à évacuer.

Conduite à écoulement libre :

Deux types de conduites peuvent être employés pour les réaliser :

- Le tuyau cylindrique de gros diamètre en acier (généralement).
- La canalisation en béton de type galerie ou ovoïde (1 à 2m de hauteur).

L'aération de l'écoulement dans ces conditions est nécessaire, alors on prévoit un reniflard à l'aval afin d'éviter les phénomènes de battement ou de vibration sous l'effet de passage en l'écoulement instable à forts débits.

Ouvrages de vidanges à batardeau :

Il peut être judicieux de prévoir la vidange de fond sous forme d'un pertuis dans l'évacuateur de crue de surface, comportant un système d'obturation par vanne à glissement ou, plus simplement, par un batardeau. Ce système est rustique, il est moins soumis aux aléas d'entretien tel que le blocage de vannes.

V.2.2 Choix de type d'ouvrage vidange de fond

On retient la conduite en charge, car elle est la plus économique vu qu'on peut la raccorder directement à la galerie de dérivation. Pour la conduite de vidange on prévoit une surélévation par rapport à la galerie de dérivation pour éviter tout risque d'envasement.

V.2.3 Calcul hydraulique de la conduite de vidange

La tempe de vidange de barrage dépend de la morphologie de notre cuvette, le volume que nous besoin à évacuer (le volume utile de barrage) et le diamètre de la conduite de notre conduite de vidange.

Pour éviter l'envasement de la conduite de vidange de fonde dans la durée de vie de barrage on pose la conduite au niveau de volume mort $NVM=71.9m$.

Le volume qu'on a sera vider est le volume utile de barrage $V_u=18.096Hm^3$.

La fonction de $S=f(h)$: $S=8*10^{-4}h^2+0.0145h-4.335$. $71.9 < h < 83.203(NNR)$.

La langueur de la conduite de vidange fond est $L=145m$ avec une pente 1%.

Pour le calcul on suppose des diamètres et pour chaque diamètre on calcule le temps de vidange après on choisir un diamètre qui donne un temps de vidange moyenne et un débit de sortie n'est pas grand pour éviter l'érosion et l'inondation d'oued.

$$Q=\mu A\sqrt{2gh} \quad (V.6)$$

$$Q=-\frac{S.dh}{dt} \quad (V.7)$$

Avec : $A = \frac{\pi D^2}{4}$ (diamètre en m).

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{3 + \frac{2L}{D}}} \quad (L=145\text{m et le diamètre en m}).$$

$$\lambda = \frac{125.n^2}{D^{1/3}} \quad (n : \text{la rugosité de béton } 0.014 \text{ et le diamètre en mm}).$$

S : la fonction de la surface par rapport le h.

Par égalité entre (V.6) et (V.7) on obtient (V.8) et après l'intégrale et l'injection de μ et λ et après toutes les simplifications on obtient (V.9) :

$$T = \frac{4}{\pi D^2 \cdot \sqrt{2g}} \cdot \sqrt{1 + \zeta + \frac{0.021L}{D \cdot (D \cdot 10^3)^{1/3}}} * \int_{83.203}^{71.9} -\frac{S(h)}{\sqrt{h}} dh \quad (V.8)$$

$$T = \frac{0.59 \cdot 10^6}{3600 \cdot 24 \cdot D^2} \cdot \sqrt{3 + \frac{4.41}{D \cdot (D \cdot 10^3)^{1/3}}} \quad (V.9)$$

On applique la formule (V.9) et on varier des diamètres normalisés, les résultats sont dans le tableau suivant :

Tableau V.4 : Temps de vidage et le débit pour chaque diamètre.

D(m)	T(h)	T(jours)	Q(m ³ /s)
1.5	131.598	5.483	38.197
1.4	151.642	6.318	33.148
1.3	176.650	7.360	28.455
1.2	208.412	8.684	24.119
1.1	249.599	10.400	20.139
1	304.352	12.681	16.516
0.9	379.357	15.807	13.250
0.8	485.995	20.250	10.343
0.7	644.907	26.871	7.794
0.6	896.741	37.364	5.605
0.5	1330.701	55.446	3.777
0.4	2174.414	90.601	2.312
0.3	4155.476	173.145	1.210
0.2	10672.931	444.705	0.471

On prend D=900 mm, on fait la correction des bornes de l'intégral (H₁=72.35m et H₂=83.203m). Les résultats après la correction : D=900mm, T=15.45 jours et Q=13.31m³/s.

V.3 Prise d'eau

Le but de cet ouvrage est d'assurer le débit de pointe de la demande aval entre le niveau normal de la retenue et le niveau de plus basses eaux, en tenant compte d'un prélèvement d'eau de qualité compatible avec sa destination.

V.3.1 Type de prise

Prise d'eau en charge :

Ce type est représenté par une conduite sous remblai en « âme tôle » ou en acier enrobé de béton. Ce type d'ouvrage est très économique, permettant une prise d'eau avec faible perte de charge et donne l'avantage du regroupement des organes de commande au pied aval de la digue.

En outre les inconvénients majeurs et le niveau unique de prise et la fonction non séparée avec la vidange.

Prise d'eau flottante :

Dans cette variante, les fonctions de prise et de vidange sont séparées, le prélèvement d'eau s'effectue à une profondeur constante ; l'inconvénient de celle-ci et celui du coût important de sorte qu'elle nécessite des mécanismes relativement sophistiqués nécessitant un entretien périodique de pièces hydromécaniques.

Tour de prise :

Cette variante représente l'avantage du prélèvement à différents niveaux, la séparation des fonctions (prise et vidange), mais du point de vue économique elle est plus coûteuse (tour + passerelle), ainsi que la sensibilité aux secousses dues aux séismes.

Types d'ouvrage de prise :

Les différents types d'ouvrage de prise sont très variés et dépendent de plusieurs facteurs géologiques, condition de stabilité et d'autres facteurs d'ordre économique et technique mais on peut les regrouper en deux catégories : tour verticale et tour inclinée.

Tour inclinée :

L'implantation d'une tour de prise inclinée reposant sur les versants des rives (gauche ou droite) ou les talus sont très doux, elle n'est pas économique vu le coût de l'excavation et la hauteur importante de la tour.

Tour verticale :

Une tour verticale soit indépendante ou combinée avec le corps de barrage.

V.3.2 Le choix de la tour de prise et l'emplacement

La région d'Tizi Ouzou est une zone sismique avec une accélération 0.2g, mais car notre barrage est de hauteur de 21m (un bâtiment) on peut réaliser une tour de prise verticale combinée avec le corps de barrage, ce choix est facile à réaliser et économique.

A ce conseil on a décidé de réaliser l'accès à la tour par une passerelle en béton armé. On a adopté que la prise d'eau du barrage doit servir en même temps de vidange de fond en réutilisant le tunnel de dérivation provisoire.

V.3.3 Dimensionnement de la prise d'eau

Le but de dimensionnement des conduites est le prélèvement d'un débit destiné à l'irrigation (AEI) et l'alimentation en eau potable (AEP) et les besoins de l'industrie des régions situées à l'aval du barrage.

Le diamètre de la conduite de prise d'eau est fonction de la demande aval (consommation maximale). La distribution mensuelle de la demande est dans le chapitre II, d'après le tableau (II.29) la consommation maximale est de mois d'août $V_{max} = 3.95 \text{ Hm}^3$. (12h par jour)

On dimensionne avec le niveau de prise le plus bas, pour notre prise on prend le niveau le plus bas est de cote 76 mNGA, alors $H=1 \text{ m}$.

$$Q_{max} = \frac{V_{max}}{T} \quad (\text{V.10})$$

AN : $Q_{max} = 2.95 \text{ m}^3/\text{s}$.

Par application de la formule (V.6) et $\mu = 0.4$.

AN : $D = 799 \text{ mm}$

Alors : le diamètre normalise est $D_n = 800 \text{ mm}$.

On fait la correction de coefficient μ avec le D_n .

$$\lambda = \frac{125.n^2}{D^{1/3}} \quad (n : \text{la rugosité de la conduite } 0.01 \text{ et le diamètre en mm})$$

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + 1.15 \frac{\lambda L}{D}}} \quad (L = 2500 \text{ m et le diamètre en m, les pertes de charges singulières}$$

on estime à 15% des pertes de charge lignières).

AN : $\mu = 0.4138$.

Alors : $D = 0.786 \text{ m} \rightarrow$ le diamètre normalise est $D_n = 800 \text{ mm}$.

La vitesse dans la conduite

$$V = \frac{Q_{max}}{S} \quad (\text{V.11})$$

AN : $V = 5.86 \text{ m/s}$. (vitesse acceptable par rapport le type de matériau)

La tour de prise d'eau possède deux pertuis de prise d'eau aux cotes 76 et 79.5mNGA Dans la tour sont installées deux vannes wagons.

Conclusion

Le canal de dérivation provisoire sera réutilisé en dérivation de prise d'eau en charge fond, avec une conduite de la vidange de fond $D = 900 \text{ mm}$ qui donne un temps de vidange $T = 15.45$ jours. La conduites de prise d'eau est de $D = 800 \text{ mm}$ du tampon à la chambre des vannes. Dans la chambre des vannes sont situés les dispositifs d'ouverture et de fermeture des ouvrages de prise d'eau et de vidange de fond.

Chapitre VI Organisation de chantier et estimation quantitative et financières du projet.

Introduction

L'étude relative à l'organisation d'un chantier, quelle que soit son importance est une technique utile et bien précise tendant à assurer l'exécution des travaux dans les meilleurs délais avec le moindre coût. Donc en vue de la bonne organisation d'un travail, on cherche à le rendre plus économique, de bonne qualité et les délais les plus brefs possibles. Afin de sortir avec un devis quantitatif est estimatif du projet sera établi afin d'évaluer le cout de réalisation du barrage.

VI.1 Installation du chantier

L'implantation d'un chantier nécessite un terrain en dégagant de larges espaces autour d'entreprise de la prise d'eau, afin de ménager les aires de stockages et des pistes de circulation d'engins, suivies de leurs occupations progressives par les locaux, engins, poste fixes de travail. On peut distinguer plusieurs types qui sont cités ci-dessous :

VI.1.1 Installations destinées au personnel

L'objectif de la projection de ces installations dans le voisinage du chantier est de faciliter l'accès aux travailleurs et de les mettre dans des meilleurs états pour un bon rythme de travail, ce sont généralement :

- Les dortoirs.
- Les vestiaires.
- Les réfectoires.
- Une infirmerie.
- Installations sanitaires.
- Bureaux de chantier.

VI.1.2 Installation pour le stockage des matériaux

Les matériaux utilisés pour la réalisation d'un barrage en remblai doivent être stockés dans les meilleurs conditions pour garder leurs qualités et faciliter l'exploitation, pour le ciment nous utilisons soit des silos métalliques (une grande capacité de stockage), soit des baraquements en bois ou en métal, les agrégats stockés peuvent être en plein air, on doit seulement prévoir une séparation entre les différents types d'agrégats, pour éviter leur mélange. Les aciers doivent être sauvegardés dans des endroits de faible humidité (baraquement, hangars ...) pour éviter la corrosion et la détérioration de sa résistance.

VI.1.3 Installations pour la préfabrication

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

VI.2 Les moyens de chantier

VI.2.1 Moyens matériels

Les différents engins nécessaires pour le projet de réalisation du barrage Chertioua sont:

- 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 les matériaux de construction.
- Pelle hydraulique : pour le creusement des fouilles.
- 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.
- 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 la préparation de béton et en même temps son transport.

Le rendement d'un engin est obtenu en multipliant le débit horaire par un coefficient d'efficience.

En effet, aucun engin ne travaille 60 minutes par heure. La moyenne généralement admise est de 50 minutes de travail effectif par heure.

VI.2.2 Moyens humains

En ce qui concerne les moyens humains pour la réalisation de l'ouvrage, on doit justifier la mise en œuvre du personnel compétent pour la réalisation des études préalables et pour la construction en précisant leurs titres et leurs compétences.

Le personnel nécessaire pour le projet est : - 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.
- Coffreurs.
- Soudeurs.
- Topographes.
- Ingénieurs (en hydraulique, génie civil...).
- Géologue pour la mission géologique en phase d'étude. - Cadres dirigeants en coté financiers, ressources humaines, spécialiste en sécurité de chantier, ...

VI.3 Planification des travaux

VI.3.1 Procédures de planification

Le travail de planification nécessite les étapes suivantes :

- a) Collection des informations concernant les plans d'architecture, le cahier de charges, les normes de travail et de matériels, et le prix des matériaux.
- b) Les compositions du projet : on décompose le projet en opérations soit en éléments de construction (voiles, semelles, etc.), soit suivant la ressource à utiliser (terrassements, coulage, etc.).
- c) Prévoir la relation entre opérations ; il existe deux types de relations :
 - Relation logique : exemple ; on ne peut pas faire le bétonnage avant que l'opération de coffrage soit terminée.
 - Relation référentielle : exemple ; on a 2 poteaux à réaliser on peut les réaliser un après l'autre si on a une seule équipe, mais de préférence on opte pour la construction des 2 poteaux au même temps si on peut disposer de 2 équipes.
- d) Attribution des durées : temps de réalisation de chaque opération par la formule suivante :

$$T = \frac{Q * R}{N} \quad (VI.1)$$

Avec : T : Temps de travail.

Q : Quantité de travail.

N : Nombre d'équipe.

R : Rendement.

- e) Conception du réseau.

Remarque :

Il existe plusieurs méthodes de planification, notre travail est basé sur trois méthodes qui sont :

Méthode basée sur le réseau à nœud ou méthode C.P.M.

Méthode basée sur le tableau.

Méthode basée sur le graphique (diagramme de Gantt) ou méthode des barres.

VI.3.2 Composition du projet

Le tableau VI.1 nous donne les différentes opérations qui composent le projet ainsi que leur temps de réalisation.

Tableau VI.1: Décomposition du projet en opérations.

Symboles	Opérations	Durée (Mois)
A	Base de production	6
B	Route d'accès	2
C	Pré batardeau	2
D	Canal de dérivation provisoire	2
E	Batardeau	3
F	Excavation de la digue	4
G	Injection	2
H	Remblai de la digue	11
I	Tour de prise	7
J	Piquetage de l'évacuateur	2
K	Excavation de l'évacuateur	2
L	Bétonnage de l'évacuateur	4
M	Passerelle	3
O	Travaux de finition	3

VI.3.3 Planification avec réseau à nœud

Cette méthode consiste à faire le calcul aller-retour en utilisant les paramètres de la grille suivante :

Tableau VI.2: Les paramètres du réseau à nœud.

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec : TR : temps de réalisation.

DCP : date de commencement au plus tôt.

DCPP : date de commencement au plus tard.

DFP : date de finition au plus tôt.

DFPP : date de finition au plus tard.

MT : marge totale.

$$\text{Et : } \begin{cases} \text{DFP} = \text{DCP} + \text{TR} \\ \text{DCPP} = \text{DFPP} - \text{TR} \\ \text{MT} = \text{DFPP} - \text{DFP} \\ \text{DCP}_i + \text{TR} = \text{DFP}_i \\ \text{DFP}_i = \text{DCP}_{i+1} \end{cases}$$

Chemin critique (C.C) :

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

$$C.C \Leftrightarrow \begin{cases} \text{MT} = 0 \\ \sum \text{TR}_{C.C} = \text{D.T.P} \end{cases}$$

D'après le calcul la durée de réalisation de projet est :38 mois (planche N 7) .

VI.3.4 Planification avec la méthode de Gantt (méthodes des barres)

Le diagramme de GANTT est un planning représentant graphiquement le réseau PERT. Il permet le suivi des différentes opérations mises en oeuvre et leur réajustement compte tenu d'éventuels aléas.

Note : Le réseau à nœud et diagramme de Gant sont représentés dans la planche N:07 planning des travaux.

VI.4 Cout des ouvrages annexes

Les prix unitaires des matériaux de construction varient en fonction des régions en Algérie, On peut également constater que les prix des matériaux varient de jour en jour et il est très difficile voire impossible de les maîtriser.

A ce stade, on s'est contenté de prix référentiels appliqués il y a quelques mois, pour pouvoir donner un coût rapproché de l'aménagement.

Tableau VI.3: Devis estimatif des ouvrages annexes.

N	Désignations	Unité	Quantité	Prix (DZD)	Montant (DZD)
Digue					
1	Décapage	m2	25000	200	5 000 000
2	Excavations	m3	65085	500	32 542 500
3	Forages et injections. Injections de peau	Ml	6 859	10000	68 590 000
4	Recharges amont et aval (matériaux fins)	m3	151600	200	30 320 000
5	Remblai d'étanchéité (matériaux argileux)	m3	32190	900	28 971 000
6	Drain "chimney" et filtres	m3	8240	1500	12 360 000
7	Rip-Rap sur parement amont	m3	12410	3000	37 230 000
8	Enrochements de protection sur parement aval	m3	12410	3200	39 712 000
Evacuateur de crue					
1	Décapage	m2	9000	200	1 800 000
2	Excavation	m3	26345	500	13 172 500
3	Remblai		2600	200	520 000
4	Bétons en déversoir +coursier + bassin d'amortissement	m3	4729	35000	16 5515 000
DP+ Vidange+ Prise d'eau + Tour de prise					
1	Excavation	m3	31255	500	15 627 500
2	Recharge(matériaux fins)	m3	24626	200	4 925 200
3	Remblai d'étanchéité (matériaux argileux)	m3	8000	900	7 200 000
4	Bétonnage	m3	4720	35000	165 200 000
5	Conduites Φ900	Ml	180	64000	11 520 000
6	Conduites Φ800	Ml	2500	45000	112 500 000
7	Grille	m2	3	5000	15 000
8	Vanne Φ 900	Unité	2	95000	380 000
9	Vanne Φ 800	Unité	4	65000	260 000
Coût total (sans TVA): 753 170 700 DZA					
Coût total(avec TVA=19%): 896 273 133DZA					

Conclusion

D'après la planification effectuée, le barrage se terminera dans un délai de 38 mois. Pour réaliser l'ouvrage dans de bonnes conditions, Il est donc nécessaire de s'assurer que le chantier est confié à un exécutant compétent et expérimenté et que celui-ci dispose effectivement de tous les moyens nécessaires. De même il devra mettre en œuvre sous sa responsabilité tous les moyens de surveillance nécessaires pour s'assurer de façon permanente de la qualité des travaux exécutés tout en respectant les normes en vigueur.

Conclusion générale

Lors de l'élaboration de ce travail, le site du barrage de Zaouïa wilaya de Tizi Ouzou est un très bon site potentiel, qu'on doit l'exploiter afin de régler le problème des ressources en eau.

L'étude des ouvrages annexes du barrage Zaouïa wilaya de Tizi Ouzou peut être synthétisée comme suit :

$V_{NNR}=20.896 \text{ Hm}^3$ dont $V_u=18.096 \text{ Hm}^3$ et $V_m=2.8 \text{ Hm}^3$.

Cote NNR=83.2 mNGA et Cote de crête=86.76 mNGA.

Le débit de dimensionnement de période de retour de 1000 ans = $615.71 \text{ m}^3/\text{s}$

Évacuateur latéral à entonnement latéral avec un déversoir de type WES, la largeur optimale du déversoir latéral à entonnement latéral est de 34 m avec une charge déversant $H_d=1.66\text{m}$.

Auge de réception avec une largeur varie de 7.5 à 10m, la ligne d'eau dans ce canal elle a été calculer par la méthode USBR II.

Coursier avec une courbure (conditions topographiques qui l'exige), largeur $b_{cr}=10\text{m}$, une seule pente $I_{cr}=11.52\%$ et une longueur $L_{cr}=120\text{m}$.

Bassin de dissipation de type USBR I avec une longueur $L=31\text{m}$.

Du point de vue génie civil, le déversoir et les murs bajoyers sont stables.

Les batardeaux ayant une hauteur 5.3 m, le canal de dérivation est dimensionné par la crue vintennale $Q_{\max(5\%)}=195.49 \text{ m}^3/\text{s}$, pour des raisons de stabilité on divis notre canal à deux canal de sections ($b=4\text{m}$; $h=4\text{m}$).

La conduite de vidange de fond sera en acier de diamètre $D=900 \text{ mm}$, le temps de vidange $T=15.45$ jours avec un débit moyenne $Q=13.31 \text{ m}^3/\text{s}$.

La conduite de prise d'eau sera en acier de diamètre $D=800 \text{ mm}$, l'eau a prélevé à deux niveaux 76 et 79.5mNGA.

La galerie de dérivation provisoire sera réutilisée en vidange de fond et pour la conduite de prise.

La durée totale de réalisation du barrage est de 38 mois avec un cout total de 896 273 133DZA.

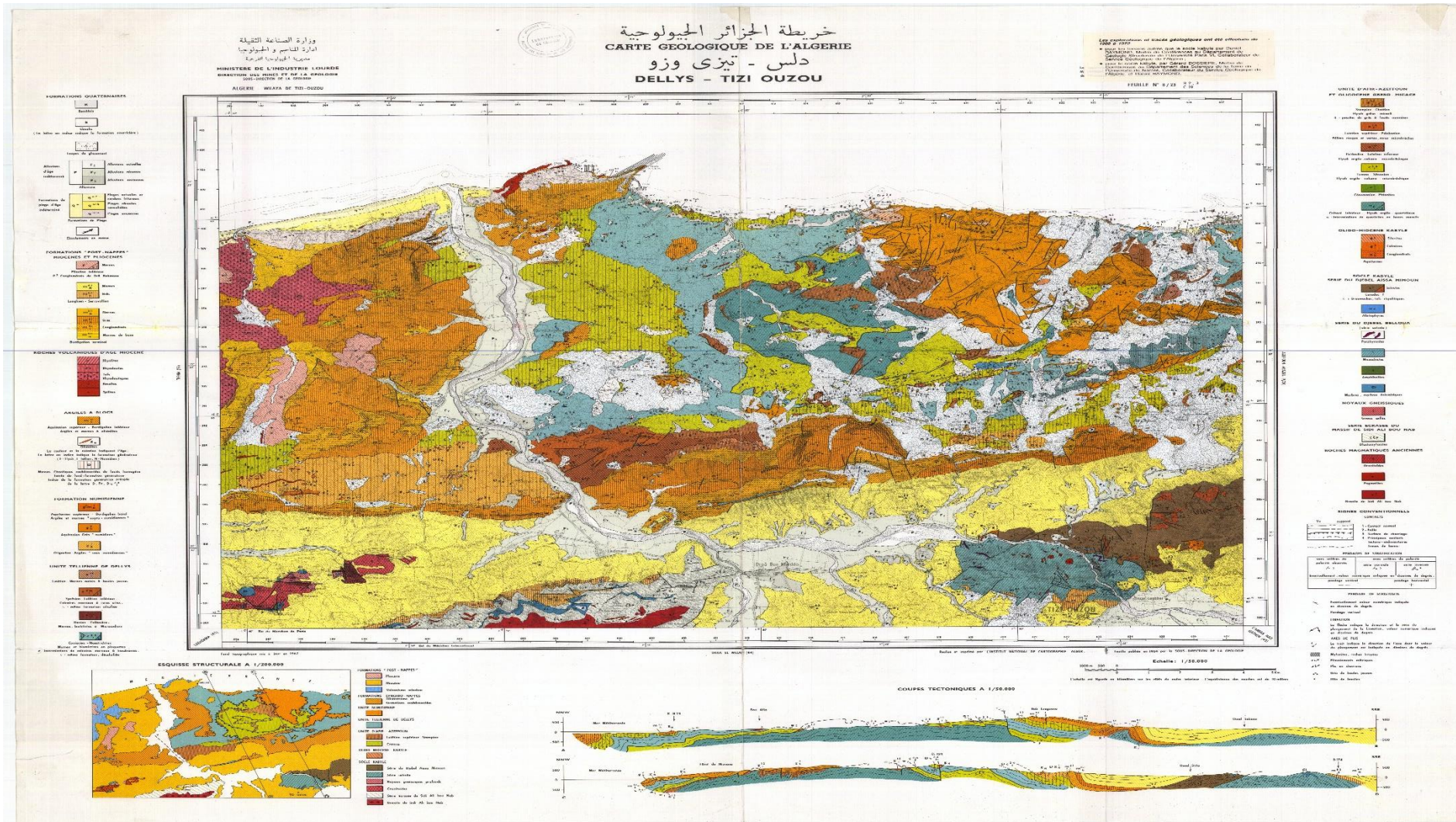
Finalement, nous pouvons conclure que la construction des différents ouvrages ne pose aucun problème technique particulier.

Bibliographie

- ANRH,2020. Agence Nationale des ressources en Hydraulique.
- Boutoutaou D. Zeggane H. 2013. Méthode de calcul des crues des oueds de l'Algérie. *5ème Colloque International sur les Ressources en Eau et le Développement Durable (CIRED)* 24 – 25 février 2013. Alger
- Cunge, J.A. et Wegner, M , 1964. *Intégration numérique des équations d'écoulement Barré de Saint Venant par un schéma implicite de différences finies*. La Houille Blanche (1). 33-39.
- Gumbel, E.J,1958.*Statistique of Extremes*, Columbia University Press, New York 1958.
- Hay, N.; Taylor, G.1970. *Performance and Design of Labyrinth weirs*. ASCE, Jnl. of Hyd.
- Jean A. Cunge Sogreah. 1980.Ingenieurs *Conseils*, BP 172, 38042 Grenoble, Cedex, France.
- Jean-Maurice Durand., Paul Royet., Patric Emériaux,1999. *TECHNIQUE DES PETITS BARRAGES EN AFRIQUE SAHÉLIENNE ET ÉQUATORIALE*, p.46.
- Jenkinson, A.F,1995.*The frequency distribution of the annual maximum (or minimum) of meteorological elements*. S. 1: Quart.J.Roy.Meteor.Soc., 81,158-171.
- Meddi, Mohamed., Bouchaib& Faiza Belhadj,2010. *Etude Des Crues Dans Le Bassin Du Cheliff : Application de La Méthode du Gradex*. Revue Nature & Technologie,p. 21-28.
- Mihoubi, M. K, 2000. *Polycopie d'ouvrage hydrotechnique*. BLIDA, p26
- Murphy, T. E, 1973.*Spillway crest design - Misc Paper No. H-73-5, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station*.
- Nettari Kamel et Sediki Ramdane,1996. *Pfe ENP « Sécurité des barrages face au risque des crues (cas du barrage de Koudiat - Affren) »* .
- Pochat, R,1980. *Evacuateurs de crues*, pp11-39.
- R. M. Khatsuria,2005. *Hydraulics of Spillways and Energy Dissipators*.
- Rolley, R., H. Kreitmann, J. Dunglas, A. Pierrejean and L. Rolland,1977. *Technique des barrages en aménagement rural*.Ministere de l'agriculture , Paris, France.
- Schleiss, A. J., & Pougatsch, , 2011. *Les barrages : du projet à la mise en service (Vol. 17)*. Ecole Polytechnique fédérale de Lausanne.
- Stéphane LADREYT, 2005.*Centre d'Etudes Techniques Maritimes Et Fluviales (CETMEF), Notice sur les déversoirs*, France p44.
- Touaibia. B, 2004. *Polycopie de cours de régularisation des débits*.

Annexes

Annexe I.1: Carte géologique de la région Dellys Tizi Ouzou .



Annexe II. 1 : Pluies courts durée.

Période(ans)	5		10		20		50		100		10		10000	
Fréquence	20		10		5		2		1		0.1		0.01	
Pjmax(mm)	102.71960		124.03441		144.48336		171.17988		191.01372		256.77658		322.42340	
T(h)	P	I	P	I	P	I	P	I	P	I	P	I	P	I
0.5	21.84	43.67	26.37	52.73	30.71	61.43	36.39	72.78	40.60	81.21	54.58	109.17	68.54	137.08
1	28.81	28.81	34.79	34.79	40.53	40.53	48.01	48.01	53.58	53.58	72.02	72.02	90.44	90.44
1.996	37.99	19.03	45.87	22.98	53.43	26.77	63.30	31.72	70.64	35.39	94.96	47.57	119.24	59.74
2	38.02	19.01	45.91	22.95	53.47	26.74	63.35	31.68	70.70	35.35	95.03	47.52	119.33	59.67
3	44.71	14.90	53.99	18.00	62.89	20.96	74.51	24.84	83.14	27.71	111.77	37.26	140.34	46.78
4	50.16	12.54	60.57	15.14	70.56	17.64	83.60	20.90	93.28	23.32	125.40	31.35	157.46	39.36
5	54.85	10.97	66.23	13.25	77.15	15.43	91.40	18.28	101.99	20.40	137.11	27.42	172.16	34.43
6	59.00	9.83	71.24	11.87	82.98	13.83	98.32	16.39	109.71	18.28	147.48	24.58	185.18	30.86
7	62.75	8.96	75.77	10.82	88.26	12.61	104.57	14.94	116.69	16.67	156.86	22.41	196.96	28.14
8	66.19	8.27	79.93	9.99	93.10	11.64	110.31	13.79	123.09	15.39	165.47	20.68	207.77	25.97
9	69.39	7.71	83.78	9.31	97.60	10.84	115.63	12.85	129.03	14.34	173.45	19.27	217.79	24.20
10	72.37	7.24	87.39	8.74	101.80	10.18	120.61	12.06	134.58	13.46	180.91	18.09	227.17	22.72
11	75.18	6.83	90.79	8.25	105.75	9.61	125.29	11.39	139.81	12.71	187.94	17.09	235.99	21.45
12	77.85	6.49	94.00	7.83	109.50	9.12	129.73	10.81	144.76	12.06	194.60	16.22	244.35	20.36
13	80.38	6.18	97.06	7.47	113.06	8.70	133.95	10.30	149.47	11.50	200.93	15.46	252.30	19.41
14	82.80	5.91	99.98	7.14	116.46	8.32	137.98	9.86	153.97	11.00	206.98	14.78	259.89	18.56
15	85.11	5.67	102.78	6.85	119.72	7.98	141.84	9.46	158.28	10.55	212.77	14.18	267.16	17.81
16	87.34	5.46	105.46	6.59	122.85	7.68	145.55	9.10	162.42	10.15	218.33	13.65	274.15	17.13
17	89.48	5.26	108.05	6.36	125.87	7.40	149.12	8.77	166.40	9.79	223.69	13.16	280.88	16.52
18	91.55	5.09	110.55	6.14	128.78	7.15	152.57	8.48	170.25	9.46	228.87	12.71	287.38	15.97
19	93.56	4.92	112.97	5.95	131.59	6.93	155.91	8.21	173.97	9.16	233.87	12.31	293.66	15.46
20	95.50	4.77	115.31	5.77	134.32	6.72	159.14	7.96	177.58	8.88	238.72	11.94	299.75	14.99
21	97.38	4.64	117.58	5.60	136.97	6.52	162.28	7.73	181.08	8.62	243.42	11.59	305.65	14.55
22	99.21	4.51	119.79	5.45	139.54	6.34	165.32	7.51	184.48	8.39	247.99	11.27	311.39	14.15
23	100.99	4.39	121.94	5.30	142.04	6.18	168.29	7.32	187.79	8.16	252.44	10.98	316.98	13.78
24	102.72	4.28	124.03	5.17	144.48	6.02	171.18	7.13	191.01	7.96	256.78	10.70	322.42	13.43

Annexe II.2 : Laminage de crue avec différents b.

Hydrogramme d'entre		Hd, b.									
		H=1.66	H=1.64	H=1.5	H=1.49	H=1.44	H=1.41	H=1.33	H=1.32	H=1.28	H=1.27
T(h)	I(m ³ /s)	b=25m	b=30m	b=35m	b=40m	b=45m	b=50m	b=55m	b=60m	b=65m	b=70m
0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.499	38.48	0.57	0.63	0.69	0.74	0.80	0.81	0.90	0.95	0.97	1.04
0.998	153.93	3.51	3.90	4.24	4.61	4.98	5.06	5.60	5.95	6.14	6.60
1.497	346.34	11.73	13.31	14.36	15.87	17.34	17.92	19.57	20.99	21.89	23.65
1.996	615.71	29.88	34.94	37.21	42.14	46.60	49.42	52.74	57.40	60.52	65.90
2.495	507.33	54.17	64.83	68.06	78.63	87.13	94.23	98.19	107.99	114.23	124.92
2.994	412.48	75.14	90.83	94.30	109.83	121.05	131.94	135.15	148.99	157.10	171.48
3.493	330.25	91.68	111.01	114.32	133.25	145.69	158.96	161.00	176.97	185.64	201.46
3.992	259.75	103.60	124.99	127.97	148.50	161.03	175.07	176.18	192.40	200.71	216.01
4.491	200.08	111.23	133.22	135.87	156.40	168.26	181.71	182.36	197.39	204.79	218.19
4.990	150.32	115.15	136.56	138.95	158.24	168.99	180.92	181.53	194.43	200.66	211.45
5.489	109.58	116.06	136.03	138.25	155.47	164.88	174.75	175.61	185.93	190.88	198.85
5.988	76.96	114.66	132.63	134.73	149.44	157.41	165.05	166.25	173.90	177.60	182.89
6.487	51.56	111.57	127.26	129.27	141.32	147.85	153.31	154.84	160.00	162.53	165.47
6.986	32.47	107.34	120.67	122.60	132.05	137.22	140.69	142.47	145.45	146.94	147.96
7.485	18.79	102.45	113.47	115.31	122.36	126.27	128.06	129.97	131.13	131.75	131.27
7.984	9.62	97.24	106.11	107.85	112.78	115.56	115.97	117.91	117.63	117.53	115.94
8.483	4.06	91.99	98.93	100.55	103.67	105.46	104.79	106.67	105.29	104.62	102.24
8.982	1.20	86.89	92.12	93.62	95.23	96.18	94.69	96.45	94.26	93.16	90.26
9.481	0.15	82.05	85.81	87.19	87.56	87.81	85.72	87.31	84.56	83.15	79.92
9.980	0.00	77.53	80.04	81.28	80.66	80.34	77.82	79.24	76.11	74.48	71.07
10.479	0.00	73.33	74.77	75.88	74.47	73.69	70.88	72.11	68.75	66.97	63.50
10.978	0.00	69.42	69.96	70.94	68.90	67.75	64.76	65.81	62.31	60.44	56.97
11.477	0.00	65.78	65.56	66.41	63.88	62.43	59.33	60.21	56.65	54.74	51.31
11.976	0.00	62.38	61.52	62.26	59.34	57.65	54.50	55.22	51.65	49.73	46.38
12.475	0.00	59.21	57.80	58.43	55.22	53.34	50.19	50.75	47.22	45.31	42.05
12.974	0.00	56.25	54.38	54.90	51.47	49.45	46.33	46.75	43.28	41.39	38.25
13.473	0.00	53.47	51.22	51.65	48.05	45.92	42.85	43.15	39.76	37.90	34.88
13.972	0.00	50.87	48.30	48.64	44.93	42.71	39.71	39.89	36.60	34.79	31.89
14.471	0.00	48.43	45.60	45.85	42.06	39.79	36.87	36.95	33.76	32.00	29.22
14.970	0.00	46.14	43.09	43.26	39.43	37.12	34.29	34.28	31.20	29.50	26.84
15.469	0.00	43.98	40.76	40.86	37.01	34.68	31.94	31.85	28.88	27.24	24.69
15.968	0.00	41.95	38.59	38.62	34.78	32.45	29.80	29.63	26.78	25.19	22.76
16.467	0.00	40.04	36.57	36.54	32.72	30.39	27.84	27.61	24.87	23.34	21.02
16.966	0.00	38.24	34.68	34.59	30.81	28.50	26.04	25.76	23.12	21.66	19.44
17.465	0.00	36.54	32.91	32.78	29.04	26.75	24.40	24.06	21.53	20.12	18.00
17.964	0.00	34.94	31.26	31.08	27.40	25.14	22.88	22.49	20.07	18.72	16.69
18.463	0.00	33.42	29.72	29.49	25.87	23.64	21.48	21.06	18.73	17.43	15.50
18.962	0.00	31.98	28.27	28.00	24.45	22.26	20.18	19.73	17.50	16.26	14.41
19.461	0.00	30.62	26.91	26.61	23.13	20.97	18.99	18.50	16.36	15.18	13.41

Suite annexe II.2

19.960	0.00	29.33	25.63	25.29	21.89	19.78	17.88	17.37	15.32	14.18	12.49
20.459	0.00	28.11	24.42	24.06	20.73	18.67	16.85	16.31	14.35	13.26	11.65
20.958	0.00	26.95	23.29	22.90	19.65	17.63	15.89	15.34	13.46	12.41	10.87
21.457	0.00	25.85	22.22	21.80	18.64	16.67	15.00	14.43	12.63	11.63	10.15
21.956	0.00	24.80	21.21	20.77	17.69	15.76	14.17	13.59	11.86	10.90	9.49
22.455	0.00	23.81	20.26	19.80	16.80	14.92	13.39	12.80	11.14	10.23	8.88
22.954	0.00	22.86	19.36	18.88	15.96	14.13	12.67	12.07	10.48	9.61	8.31
23.453	0.00	21.96	18.50	18.02	15.17	13.38	11.99	11.38	9.86	9.02	7.79
23.952	0.00	21.10	17.70	17.20	14.43	12.69	11.35	10.74	9.28	8.48	7.30
24.451	0.00	20.28	16.93	16.42	13.73	12.03	10.76	10.14	8.74	7.98	6.84
24.950	0.00	19.50	16.21	15.68	13.07	11.42	10.20	9.58	8.24	7.51	6.42
25.449	0.00	18.75	15.52	14.99	12.44	10.84	9.68	9.06	7.77	7.07	6.03
25.948	0.00	18.04	14.87	14.33	11.86	10.30	9.18	8.56	7.33	6.66	5.66
26.447	0.00	17.36	14.25	13.70	11.30	9.78	8.72	8.10	6.92	6.28	5.32
26.946	0.00	16.71	13.66	13.10	10.77	9.30	8.28	7.67	6.53	5.92	5.00
27.445	0.00	16.09	13.10	12.54	10.28	8.85	7.87	7.26	6.17	5.58	4.70
27.944	0.00	15.50	12.56	12.00	9.80	8.41	7.48	6.88	5.83	5.27	4.42
28.443	0.00	14.93	12.05	11.49	9.36	8.01	7.11	6.51	5.51	4.97	4.16
28.942	0.00	14.38	11.57	11.00	8.93	7.62	6.77	6.17	5.21	4.69	3.92
29.441	0.00	13.86	11.11	10.54	8.53	7.26	6.44	5.85	4.93	4.43	3.69
29.940	0.00	13.36	10.67	10.10	8.15	6.91	6.13	5.55	4.66	4.19	3.47
30.439	0.00	12.88	10.25	9.68	7.79	6.59	5.84	5.26	4.41	3.96	3.27
30.938	0.00	12.43	9.84	9.28	7.44	6.28	5.56	5.00	4.17	3.74	3.08
31.437	0.00	11.99	9.46	8.90	7.12	5.99	5.30	4.74	3.95	3.54	2.91
31.936	0.00	11.56	9.09	8.53	6.80	5.71	5.05	4.50	3.74	3.35	2.74
32.435	0.00	11.16	8.74	8.19	6.51	5.44	4.81	4.27	3.54	3.17	2.58
32.934	0.00	10.77	8.41	7.85	6.23	5.19	4.59	4.06	3.36	3.00	2.44
33.433	0.00	10.39	8.09	7.54	5.96	4.96	4.38	3.86	3.18	2.84	2.30
33.932	0.00	10.03	7.78	7.23	5.70	4.73	4.18	3.66	3.02	2.68	2.17
34.431	0.00	9.69	7.49	6.94	5.46	4.51	3.98	3.48	2.86	2.54	2.05
34.930	0.00	9.36	7.21	6.67	5.23	4.31	3.80	3.31	2.71	2.41	1.93
35.429	0.00	9.04	6.94	6.40	5.00	4.12	3.63	3.14	2.57	2.28	1.82
35.928	0.00	8.73	6.68	6.15	4.79	3.93	3.47	2.99	2.44	2.16	1.72
36.427	0.00	8.44	6.43	5.91	4.59	3.76	3.31	2.84	2.31	2.05	1.62
36.926	0.00	8.15	6.19	5.68	4.40	3.59	3.16	2.70	2.19	1.94	1.53
37.425	0.00	7.88	5.97	5.45	4.21	3.43	3.02	2.57	2.08	1.84	1.45
37.924	0.00	7.61	5.75	5.24	4.04	3.28	2.88	2.45	1.98	1.74	1.37
38.423	0.00	7.36	5.54	5.04	3.87	3.13	2.76	2.33	1.87	1.65	1.29
38.922	0.00	7.12	5.34	4.84	3.71	2.99	2.63	2.21	1.78	1.56	1.22
39.421	0.00	6.88	5.14	4.66	3.56	2.86	2.52	2.11	1.69	1.48	1.15
39.920	0.00	6.65	4.96	4.48	3.41	2.74	2.41	2.01	1.60	1.41	1.09
40.419	0.00	6.43	4.78	4.30	3.27	2.62	2.30	1.91	1.52	1.33	1.03
40.918	0.00	6.22	4.61	4.14	3.14	2.50	2.20	1.82	1.45	1.26	0.97
41.417	0.00	6.02	4.44	3.98	3.01	2.39	2.10	1.73	1.37	1.20	0.92
41.916	0.00	5.82	4.29	3.83	2.89	2.29	2.01	1.65	1.30	1.14	0.87
42.415	0.00	5.63	4.13	3.68	2.77	2.19	1.92	1.57	1.24	1.08	0.82

Suite annexe II.2

42.914	0.00	5.45	3.99	3.54	2.66	2.10	1.84	1.49	1.18	1.02	0.78
43.413	0.00	5.28	3.85	3.41	2.55	2.01	1.76	1.42	1.12	0.97	0.74
43.912	0.00	5.10	3.71	3.28	2.45	1.92	1.68	1.35	1.06	0.92	0.70
44.411	0.00	4.94	3.58	3.16	2.35	1.84	1.61	1.29	1.01	0.87	0.66
44.910	0.00	4.78	3.45	3.04	2.25	1.76	1.54	1.23	0.96	0.83	0.62
45.409	0.00	4.63	3.33	2.92	2.16	1.68	1.47	1.17	0.91	0.79	0.59
45.908	0.00	4.48	3.22	2.81	2.08	1.61	1.41	1.12	0.86	0.75	0.56
46.407	0.00	4.34	3.10	2.71	1.99	1.54	1.35	1.06	0.82	0.71	0.53
46.906	0.00	4.20	3.00	2.61	1.91	1.48	1.29	1.01	0.78	0.67	0.50
47.405	0.00	4.07	2.89	2.51	1.84	1.41	1.24	0.96	0.74	0.64	0.47
47.904	0.00	3.94	2.79	2.42	1.76	1.35	1.18	0.92	0.71	0.61	0.44
48.403	0.00	3.81	2.70	2.33	1.69	1.30	1.13	0.88	0.67	0.58	0.42
48.902	0.00	3.69	2.60	2.24	1.63	1.24	1.08	0.83	0.64	0.55	0.40
49.401	0.00	3.58	2.51	2.16	1.56	1.19	1.04	0.80	0.61	0.52	0.38
49.900	0.00	3.46	2.43	2.08	1.50	1.14	0.99	0.76	0.58	0.49	0.36
50.399	0.00	3.36	2.34	2.00	1.44	1.09	0.95	0.72	0.55	0.47	0.34
50.898	0.00	3.25	2.26	1.93	1.38	1.04	0.91	0.69	0.52	0.44	0.32
51.397	0.00	3.15	2.19	1.86	1.33	1.00	0.87	0.66	0.49	0.42	0.30
51.896	0.00	3.05	2.11	1.79	1.28	0.96	0.84	0.63	0.47	0.40	0.28
52.395	0.00	2.96	2.04	1.72	1.23	0.92	0.80	0.60	0.45	0.38	0.27
52.894	0.00	2.86	1.97	1.66	1.18	0.88	0.77	0.57	0.42	0.36	0.25
53.393	0.00	2.77	1.90	1.60	1.13	0.84	0.73	0.54	0.40	0.34	0.24
53.892	0.00	2.69	1.84	1.54	1.09	0.81	0.70	0.52	0.38	0.33	0.23
54.391	0.00	2.61	1.78	1.48	1.04	0.77	0.67	0.49	0.37	0.31	0.22
54.890	0.00	2.52	1.72	1.43	1.00	0.74	0.65	0.47	0.35	0.29	0.20
55.389	0.00	2.45	1.66	1.38	0.96	0.71	0.62	0.45	0.33	0.28	0.19
55.888	0.00	2.37	1.60	1.33	0.93	0.68	0.59	0.43	0.31	0.26	0.18
56.387	0.00	2.30	1.55	1.28	0.89	0.65	0.57	0.41	0.30	0.25	0.17
56.886	0.00	2.23	1.50	1.23	0.85	0.62	0.54	0.39	0.28	0.24	0.16
57.385	0.00	2.16	1.45	1.19	0.82	0.60	0.52	0.37	0.27	0.23	0.15
57.884	0.00	2.09	1.40	1.14	0.79	0.57	0.50	0.35	0.26	0.22	0.15
58.383	0.00	2.03	1.35	1.10	0.76	0.55	0.48	0.34	0.24	0.20	0.14
58.882	0.00	1.97	1.30	1.06	0.73	0.53	0.46	0.32	0.23	0.19	0.13
59.381	0.00	1.91	1.26	1.02	0.70	0.50	0.44	0.31	0.22	0.18	0.12
59.880	0.00	1.85	1.22	0.99	0.67	0.48	0.42	0.29	0.21	0.18	0.12
60.379	0.00	1.79	1.18	0.95	0.65	0.46	0.40	0.28	0.20	0.17	0.11
60.878	0.00	1.74	1.14	0.92	0.62	0.44	0.39	0.26	0.19	0.16	0.11
61.377	0.00	1.68	1.10	0.88	0.60	0.43	0.37	0.25	0.18	0.15	0.10
61.876	0.00	1.63	1.06	0.85	0.57	0.41	0.35	0.24	0.17	0.14	0.09
62.375	0.00	1.58	1.03	0.82	0.55	0.39	0.34	0.23	0.16	0.14	0.09
62.874	0.00	1.53	0.99	0.79	0.53	0.37	0.33	0.22	0.16	0.13	0.08
63.373	0.00	1.49	0.96	0.76	0.51	0.36	0.31	0.21	0.15	0.12	0.08
63.872	0.00	1.44	0.93	0.73	0.49	0.34	0.30	0.20	0.14	0.12	0.08
64.371	0.00	1.40	0.90	0.71	0.47	0.33	0.29	0.19	0.13	0.11	0.07
64.870	0.00	1.36	0.87	0.68	0.45	0.32	0.27	0.18	0.13	0.10	0.07
65.369	0.00	1.32	0.84	0.66	0.44	0.30	0.26	0.17	0.12	0.10	0.06

Suite annexe II.2

65.868	0.00	1.28	0.81	0.63	0.42	0.29	0.25	0.16	0.11	0.09	0.06
66.367	0.00	1.24	0.78	0.61	0.40	0.28	0.24	0.16	0.11	0.09	0.06
66.866	0.00	1.20	0.76	0.59	0.39	0.27	0.23	0.15	0.10	0.09	0.05
67.365	0.00	1.16	0.73	0.57	0.37	0.26	0.22	0.14	0.10	0.08	0.05
67.864	0.00	1.13	0.71	0.55	0.36	0.25	0.21	0.14	0.09	0.08	0.05
68.363	0.00	1.09	0.69	0.53	0.34	0.23	0.20	0.13	0.09	0.07	0.05
68.862	0.00	1.06	0.66	0.51	0.33	0.23	0.20	0.12	0.09	0.07	0.04
69.361	0.00	1.03	0.64	0.49	0.32	0.22	0.19	0.12	0.08	0.07	0.04
69.860	0.00	1.00	0.62	0.47	0.31	0.21	0.18	0.11	0.08	0.06	0.04
70.359	0.00	0.97	0.60	0.46	0.29	0.20	0.17	0.11	0.07	0.06	0.04
70.858	0.00	0.94	0.58	0.44	0.28	0.19	0.16	0.10	0.07	0.06	0.03
71.357	0.00	0.91	0.56	0.42	0.27	0.18	0.16	0.10	0.07	0.05	0.03
71.856	0.00	0.88	0.54	0.41	0.26	0.17	0.15	0.09	0.06	0.05	0.03
72.355	0.00	0.86	0.52	0.39	0.25	0.17	0.14	0.09	0.06	0.05	0.03
72.854	0.00	0.83	0.51	0.38	0.24	0.16	0.14	0.08	0.06	0.05	0.03
73.353	0.00	0.81	0.49	0.37	0.23	0.15	0.13	0.08	0.05	0.04	0.03
73.852	0.00	0.78	0.47	0.35	0.22	0.15	0.13	0.08	0.05	0.04	0.03
74.351	0.00	0.76	0.46	0.34	0.21	0.14	0.12	0.07	0.05	0.04	0.02
74.850	0.00	0.74	0.44	0.33	0.21	0.14	0.12	0.07	0.05	0.04	0.02
75.349	0.00	0.71	0.43	0.32	0.20	0.13	0.11	0.07	0.04	0.04	0.02
75.848	0.00	0.69	0.41	0.31	0.19	0.12	0.11	0.06	0.04	0.03	0.02
76.347	0.00	0.67	0.40	0.29	0.18	0.12	0.10	0.06	0.04	0.03	0.02
76.846	0.00	0.65	0.39	0.28	0.18	0.11	0.10	0.06	0.04	0.03	0.02
77.345	0.00	0.63	0.37	0.27	0.17	0.11	0.09	0.06	0.04	0.03	0.02
77.844	0.00	0.61	0.36	0.26	0.16	0.11	0.09	0.05	0.03	0.03	0.02
78.343	0.00	0.59	0.35	0.25	0.16	0.10	0.09	0.05	0.03	0.03	0.02
78.842	0.00	0.58	0.34	0.25	0.15	0.10	0.08	0.05	0.03	0.02	0.01
79.341	0.00	0.56	0.33	0.24	0.14	0.09	0.08	0.05	0.03	0.02	0.01
79.840	0.00	0.54	0.32	0.23	0.14	0.09	0.08	0.04	0.03	0.02	0.01
80.339	0.00	0.53	0.31	0.22	0.13	0.09	0.07	0.04	0.03	0.02	0.01
80.838	0.00	0.51	0.30	0.21	0.13	0.08	0.07	0.04	0.03	0.02	0.01
81.337	0.00	0.50	0.29	0.20	0.12	0.08	0.07	0.04	0.02	0.02	0.01
81.836	0.00	0.48	0.28	0.20	0.12	0.08	0.06	0.04	0.02	0.02	0.01
82.335	0.00	0.47	0.27	0.19	0.11	0.07	0.06	0.03	0.02	0.02	0.01
82.834	0.00	0.45	0.26	0.18	0.11	0.07	0.06	0.03	0.02	0.02	0.01
83.333	0.00	0.44	0.25	0.18	0.11	0.07	0.06	0.03	0.02	0.02	0.01
83.832	0.00	0.43	0.24	0.17	0.10	0.06	0.05	0.03	0.02	0.01	0.01
84.331	0.00	0.41	0.24	0.16	0.10	0.06	0.05	0.03	0.02	0.01	0.01
84.830	0.00	0.40	0.23	0.16	0.09	0.06	0.05	0.03	0.02	0.01	0.01
85.329	0.00	0.39	0.22	0.15	0.09	0.06	0.05	0.03	0.02	0.01	0.01
85.828	0.00	0.38	0.21	0.15	0.09	0.05	0.05	0.02	0.02	0.01	0.01
86.327	0.00	0.37	0.21	0.14	0.08	0.05	0.04	0.02	0.01	0.01	0.01
86.826	0.00	0.36	0.20	0.14	0.08	0.05	0.04	0.02	0.01	0.01	0.01
87.325	0.00	0.34	0.19	0.13	0.08	0.05	0.04	0.02	0.01	0.01	0.01
87.824	0.00	0.33	0.19	0.13	0.07	0.05	0.04	0.02	0.01	0.01	0.01
88.323	0.00	0.32	0.18	0.12	0.07	0.04	0.04	0.02	0.01	0.01	0.01

Suite annexe II.2

88.822	0.00	0.31	0.17	0.12	0.07	0.04	0.04	0.02	0.01	0.01	0.00
89.321	0.00	0.31	0.17	0.11	0.07	0.04	0.03	0.02	0.01	0.01	0.00
89.820	0.00	0.30	0.16	0.11	0.06	0.04	0.03	0.02	0.01	0.01	0.00
90.319	0.00	0.29	0.16	0.11	0.06	0.04	0.03	0.02	0.01	0.01	0.00
90.818	0.00	0.28	0.15	0.10	0.06	0.04	0.03	0.02	0.01	0.01	0.00
91.317	0.00	0.27	0.15	0.10	0.06	0.03	0.03	0.01	0.01	0.01	0.00
91.816	0.00	0.26	0.14	0.10	0.05	0.03	0.03	0.01	0.01	0.01	0.00
92.315	0.00	0.25	0.14	0.09	0.05	0.03	0.03	0.01	0.01	0.01	0.00
92.814	0.00	0.25	0.13	0.09	0.05	0.03	0.03	0.01	0.01	0.01	0.00
93.313	0.00	0.24	0.13	0.09	0.05	0.03	0.02	0.01	0.01	0.01	0.00
93.812	0.00	0.23	0.12	0.08	0.05	0.03	0.02	0.01	0.01	0.01	0.00
94.311	0.00	0.23	0.12	0.08	0.04	0.03	0.02	0.01	0.01	0.01	0.00
94.810	0.00	0.22	0.12	0.08	0.04	0.03	0.02	0.01	0.01	0.00	0.00
95.309	0.00	0.21	0.11	0.07	0.04	0.02	0.02	0.01	0.01	0.00	0.00
95.808	0.00	0.21	0.11	0.07	0.04	0.02	0.02	0.01	0.01	0.00	0.00
96.307	0.00	0.20	0.11	0.07	0.04	0.02	0.02	0.01	0.01	0.00	0.00
96.806	0.00	0.19	0.10	0.07	0.04	0.02	0.02	0.01	0.01	0.00	0.00
97.305	0.00	0.19	0.10	0.06	0.04	0.02	0.02	0.01	0.00	0.00	0.00
97.804	0.00	0.18	0.10	0.06	0.03	0.02	0.02	0.01	0.00	0.00	0.00
98.303	0.00	0.18	0.09	0.06	0.03	0.02	0.02	0.01	0.00	0.00	0.00
98.802	0.00	0.17	0.09	0.06	0.03	0.02	0.02	0.01	0.00	0.00	0.00
99.301	0.00	0.17	0.09	0.06	0.03	0.02	0.01	0.01	0.00	0.00	0.00
99.800	0.00	0.16	0.08	0.05	0.03	0.02	0.01	0.01	0.00	0.00	0.00
100.299	0.00	0.16	0.08	0.05	0.03	0.02	0.01	0.01	0.00	0.00	0.00
100.798	0.00	0.15	0.08	0.05	0.03	0.02	0.01	0.01	0.00	0.00	0.00
101.297	0.00	0.15	0.08	0.05	0.03	0.01	0.01	0.01	0.00	0.00	0.00
101.796	0.00	0.14	0.07	0.05	0.02	0.01	0.01	0.01	0.00	0.00	0.00
102.295	0.00	0.14	0.07	0.04	0.02	0.01	0.01	0.01	0.00	0.00	0.00
102.794	0.00	0.14	0.07	0.04	0.02	0.01	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00
103.293	0.00	0.13	0.07	0.04	0.02	0.01	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00
103.792	0.00	0.13	0.06	0.04	0.02	0.01	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00
104.291	0.00	0.12	0.06	0.04	0.02	0.01	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00
104.790	0.00	0.12	0.06	0.04	0.02	0.01	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00
105.289	0.00	0.12	0.06	0.04	0.02	0.01	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00
105.788	0.00	0.11	0.06	0.03	0.02	0.01	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00
106.287	0.00	0.11	0.05	0.03	0.02	0.01	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00
106.786	0.00	0.11	0.05	0.03	0.02	0.01	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00
107.285	0.00	0.10	0.05	0.03	0.02	0.01	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00
107.784	0.00	0.10	0.05	0.03	0.02	0.01	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00
108.283	0.00	0.10	0.05	0.03	0.01	0.01	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00
108.782	0.00	0.09	0.05	0.03	0.01	0.01	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00
109.281	0.00	0.09	0.04	0.03	0.01	0.01	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00
109.780	0.00	0.09	0.04	0.03	0.01	0.01	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00
110.279	0.00	0.09	0.04	0.02	0.01	0.01	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00

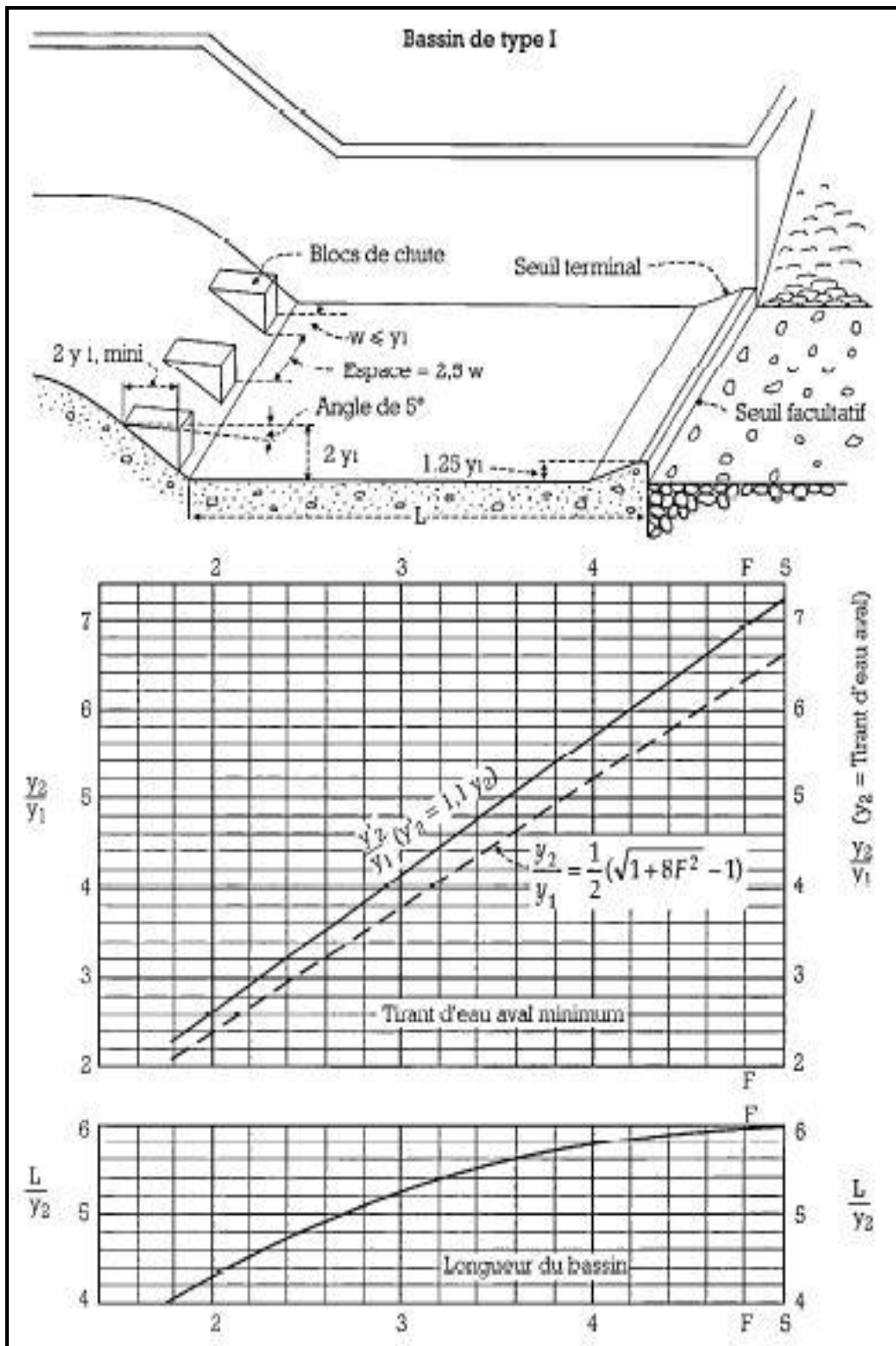
Annexe III.1: Vitesses admissible en fonction du type de sol.

Types de sols	Diamètre d ₅₀ (mm)	V _{adm} (m/s) pour différents hauteurs (m)				
		(H +P)=0.4	(H+P)=1.0	(H+P)=2.0	(H+P)=3.0	(H+P) > 5.0
Sable très fin	0.05-0.15	0.15-0.20	0.20-0.30	0.25-0.40	0.40-0.45	0.40-0.55
Sable fin	0.15-0.25	0.20-0.35	0.30-0.45	0.40-0.55	0.45-0.60	0.55-0.70
Sable moyen	0.25-1.0	0.35-0.50	0.45-0.60	0.55-0.70	0.60-0.75	0.70-0.85
Sable gros	1.0-2.5	0.50-0.75	0.60-0.75	0.70-0.80	0.75-0.90	0.85-1.00
Gravier fin	2.5-5.0	0.75-0.85	0.75-0.85	0.80-1.0	0.90-1.10	1.00-1.20
Gravier moyen	5.0-10	0.85-0.90	0.85-1.05	1.0-1.15	1.10-1.30	1.20-1.45
Cailloux fin	10-15	0.90-1.10	1.05-1.20	1.15-1.35	1.30-1.50	1.45-1.65
Cailloux moyen	15-25	1.10-1.25	1.20-1.45	1.35-1.65	1.50-1.85	1.65-2.0
Cailloux gros	25-40	1.25-1.50	1.45-1.85	1.65-2.10	1.85-2.30	2.0-2.45
Cailloux très gros	40-75	1.50-2.0	1.85-2.40	2.10-2.75	2.30-3.10	2.45-3.30
Petite pierre	75-100	2.0-2.45	2.4-2.80	2.75-3.20	3.10-3.50	3.30-3.80
Pierre moyenne	100-150	2.45-3.0	2.80-3.35	3.20-3.75	3.50-4.10	3.80-4.40
Grosse pierre	150-200	3.0-3.50	3.35-3.80	3.75-4.30	4.10-4.65	4.40-5.0
Petite bloc	200-300	3.50-3.85	3.80-4.35	4.30-4.70	4.65-4.90	5.0-5.50
Moyenne bloc	300-400	-	4.35-4.75	4.70-4.95	4.90-5.30	5.50-5.60
Grosse bloc	400-500	-	-	4.95-5.35	5.30-5.50	5.60-6.0
Roches sédimentaires, conglomérats, marnes.		2.10	2.50	2.90	3.10	
Calcaire poreux et conglomérats compacts, grès calcifiés, etc.		2.50	3.0	3.40	3.70	
Grès dolomitiques, calcaires compacts non stratifiés, silices.		3.70	4.50	5.20	5.60	
Roches cristallines, marbres et granites.		16.0	20.0	23.0	25.0	
Diabases, basaltes et quartzites.		21.0	25.0	25.0	25.0	

Annexe III.2: Calcul de la ligne d'eau par la méthode USBRII.

ST	Δx	Cote de fond	Δy (supposé)	Ligne d'eau	h(m)	A(m ²)	Q(m ³ /s)	V(m/s)	Q2+Q1	V2+V1	V2-V1	$\frac{V2(Q2 - Q1)}{Q1}$	Δy	Remarque
34	6.8	79.356	-	81.856	2.5	31.25	116.06	3.714	-	-	-	-	-	-
27.2	6.8	79.626	0.5	82.356	2.73	33.388	92.848	2.781	208.908	6.495	0.933	0.928	0.548	Non
27.2	6.8	79.626	0.548	82.404	2.778	34.104	92.848	2.722	208.908	6.436	0.991	0.928	0.560	Non
27.2	6.8	79.626	0.560	82.416	2.790	34.287	92.848	2.708	208.908	6.422	1.006	0.928	0.563	Non
27.2	6.8	79.626	0.564	82.420	2.794	34.342	92.848	2.704	208.908	6.418	1.010	0.928	0.564	Vérifié
20.4	6.8	79.896	0.3	82.720	2.824	33.384	69.636	2.086	162.484	4.790	0.618	0.901	0.318	Non
20.4	6.8	79.896	0.318	82.737	2.841	33.645	69.636	2.070	162.484	4.773	0.634	0.901	0.320	Non
20.4	6.8	79.896	0.320	82.740	2.844	33.679	69.636	2.068	162.484	4.771	0.636	0.901	0.320	Vérifié
13.6	6.8	80.166	0.2	82.940	2.774	31.274	46.424	1.484	116.06	3.552	0.583	1.034	0.234	Non
13.6	6.8	80.166	0.234	82.974	2.808	31.754	46.424	1.462	116.06	3.529	0.605	1.034	0.236	Non
13.6	6.8	80.166	0.236	82.976	2.810	31.779	46.424	1.461	116.06	3.528	0.606	1.034	0.236	Vérifié
6.8	6.8	80.436	0.2	83.176	2.740	24.659	23.212	0.941	85.904	2.402	0.519	2.485	0.199	Non
6.8	6.8	80.436	0.2	83.175	2.739	24.648	23.212	0.942	85.904	2.403	0.519	2.485	0.199	Vérifié

Annexe III.3: Bassin de dissipation type USBRI.



Annexe III.4: Bassin de dissipation type USBR III.

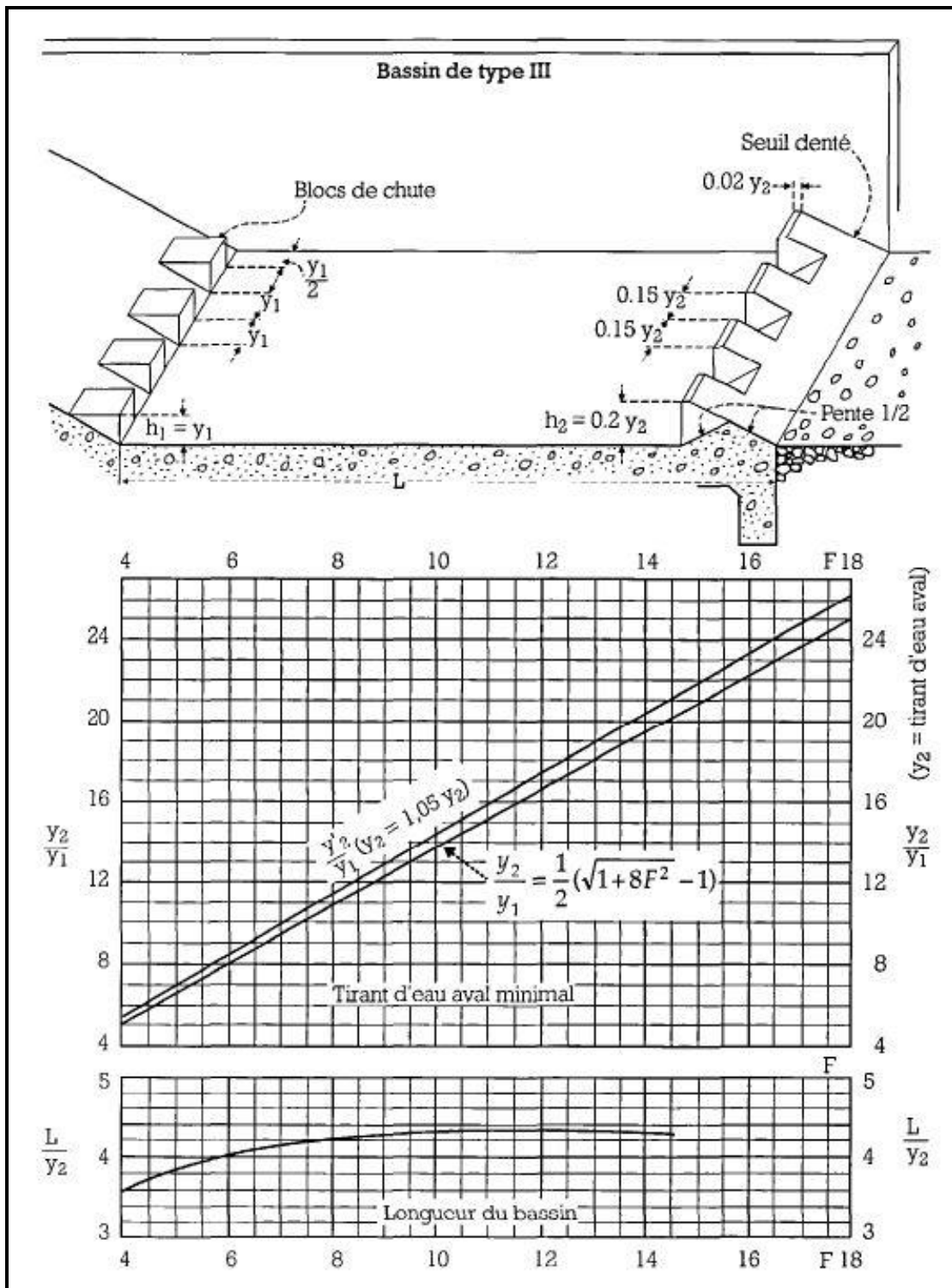


Table des matières

Introduction	Erreur ! Signet non défini.
Chapitre I Synthèse de l'étude de faisabilité et présentation de la zone d'étude. ..	Erreur ! Signet non défini.
Introduction :	Erreur ! Signet non défini.
I.1 Situation géographique	Erreur ! Signet non défini.
I.2 Situation topographique	Erreur ! Signet non défini.
I.3 L'étude géologique et géotechnique	Erreur ! Signet non défini.
I.3.1 Le but de l'étude	Erreur ! Signet non défini.
I.3.2 Géologie du site	Erreur ! Signet non défini.
I.3.3 Tectonique de la région.....	Erreur ! Signet non défini.
I.3.4 Sismicité.....	Erreur ! Signet non défini.
I.3.5 Reconnaissances réalisées.....	Erreur ! Signet non défini.
I.4 Hydrogéologie.....	Erreur ! Signet non défini.
I.4.1 Description des nappes	Erreur ! Signet non défini.
I.4.2 Nappe des alluvions :	Erreur ! Signet non défini.
I.4.3 Nappe des versants :	Erreur ! Signet non défini.
Conclusion.....	Erreur ! Signet non défini.
Chapitre II Etude hydrologique.	Erreur ! Signet non défini.
Introduction	Erreur ! Signet non défini.
II.1 Descriptions de bassin versant	Erreur ! Signet non défini.
II.2 Caractéristiques du bassin versant	Erreur ! Signet non défini.
II.2.1 Paramètres géométriques	Erreur ! Signet non défini.
II.2.2 Paramètres de forme	Erreur ! Signet non défini.
II.2.2.1 Indice de compacité de « Gravius » K_c	Erreur ! Signet non défini.
II.2.2.2 Coefficient d'allongement.....	Erreur ! Signet non défini.
II.2.2.3 Rectangle équivalent.....	Erreur ! Signet non défini.
II.2.3 Paramètres du relief	Erreur ! Signet non défini.
II.2.3.1 Courbe hypsométrique.....	Erreur ! Signet non défini.
II.2.3.3 Pente moyenne du bassin versant I_{mBv}	Erreur ! Signet non défini.
II.2.3.2 Indice de pente globale I_g	Erreur ! Signet non défini.
II.2.3.3 Indice de pente moyenne I_m	Erreur ! Signet non défini.
II.2.3.4 Indice de pente de roche	Erreur ! Signet non défini.
II.2.3.5 Dénivelée spécifique D_s :	Erreur ! Signet non défini.
II.2.4 Paramètres hydraulique	Erreur ! Signet non défini.
II.2.4.1 Réseau hydraulique.....	Erreur ! Signet non défini.
II.2.4.2 Cours d'eau principale :	Erreur ! Signet non défini.

II.2.4.3 Densité de drainage D_d :	Erreur ! Signet non défini.
II.2.4.4 Densité hydrographique F :	Erreur ! Signet non défini.
II.2.4.5 Coefficient de torrentialité C_t :	Erreur ! Signet non défini.
II.2.4.6 Coefficient de sinuosité K_s	Erreur ! Signet non défini.
II.2.4.7 Temps de concentration du bassin versant T_c :	Erreur ! Signet non défini.
II.2.4.8 La vitesse de ruissellement V_R :	Erreur ! Signet non défini.
II.3 Caractéristiques climatologiques	Erreur ! Signet non défini.
II.3.1 Température.....	Erreur ! Signet non défini.
II.3.2 Evaporation.....	Erreur ! Signet non défini.
II.3.3 Le Vent :	Erreur ! Signet non défini.
II.3.3 Pluviométrie	Erreur ! Signet non défini.
II.4 Etude des précipitation.....	Erreur ! Signet non défini.
II.4.1 Ajustement des pluies maximales journalières.....	Erreur ! Signet non défini.
II.4.1.1 Ajustement à la loi GEV (JENKINSON,1955).....	Erreur ! Signet non défini.
II.4.1.2 Ajustement à la loi de GUMBEL(Gumbel,1958).....	Erreur ! Signet non défini.
II.4.1.3 Ajustement à la loi Log Normal :	Erreur ! Signet non défini.
II.4.2 Pluie De courte durée	Erreur ! Signet non défini.
II.5 Etudes des apports	Erreur ! Signet non défini.
II.5.1 Etudes des apports liquide	Erreur ! Signet non défini.
II.5.1.1 Apports moyens interannuels	Erreur ! Signet non défini.
II.5.1.2 Caractéristiques de l'écoulement.....	Erreur ! Signet non défini.
II.5.1.3 Apport fréquentiels	Erreur ! Signet non défini.
II.5.2 Apports solides et estimation du volume mort	Erreur ! Signet non défini.
II.6 Etude des crues	Erreur ! Signet non défini.
II.6.1 Evaluation des débits maximums des crues.....	Erreur ! Signet non défini.
II.6.1.1 La formule de GRADEX.....	Erreur ! Signet non défini.
II.6.1.1 La formule de ANRH	Erreur ! Signet non défini.
II.6.2 Hydrogramme de crue	Erreur ! Signet non défini.
II.6.3 Choix de la crue de projet.....	Erreur ! Signet non défini.
II.7 Régularisation des débits	Erreur ! Signet non défini.
II.7.1 Courbes caractéristiques de la retenue.....	Erreur ! Signet non défini.
II.7.2 Calcul du volume utile.....	Erreur ! Signet non défini.
II.7.2.1 Calcul de V_U sans tenir compte des pertes :	Erreur ! Signet non défini.
II.7.2.2 Calcul de V_U compte tenu des pertes.....	Erreur ! Signet non défini.
II.8 Laminage de crue.....	Erreur ! Signet non défini.
II.8.1 Hypothèses de la méthode	Erreur ! Signet non défini.
II.8.2 Principe de la méthode	Erreur ! Signet non défini.

II.8.3 Calcul du débit de sortie :	Erreur ! Signet non défini.
II.9 Étude d'optimisation.....	Erreur ! Signet non défini.
II.9.1 Calcul de la revanche.....	Erreur ! Signet non défini.
II.9.2 Tassement de la digue et fondations.....	Erreur ! Signet non défini.
II.9.3 Largeur en crête.....	Erreur ! Signet non défini.
II.9.4 Calcul des coûts.....	Erreur ! Signet non défini.
II.9.4.1 coût de la digue.....	Erreur ! Signet non défini.
II.9.4.2 Coût de l'évacuateur de crue	Erreur ! Signet non défini.
II.9.4.3 Vérification avec la crue dix millénale.....	Erreur ! Signet non défini.
Conclusion.....	Erreur ! Signet non défini.
Chapitre III Etude de variante de l'évacuateur de crue.	Erreur ! Signet non défini.
Introduction	Erreur ! Signet non défini.
III.1 Choix des variantes de l'évacuateur	Erreur ! Signet non défini.
III.1.1 Choix de type d'évacuateur de crue	Erreur ! Signet non défini.
III.1.2 Choix de la rive :	Erreur ! Signet non défini.
III.2 Évacuateur de crue lateral à entonnement laterla	Erreur ! Signet non défini.
III.2.1 Canal d'approche.....	Erreur ! Signet non défini.
III.2.2 Profil de déversoir	Erreur ! Signet non défini.
III.2.3 Auge de réception.....	Erreur ! Signet non défini.
III.2.4 Coursier	Erreur ! Signet non défini.
III.2.5 Bassin de dissipation	Erreur ! Signet non défini.
III.3 Évacuateur de crue lateral à entonnement frontal avec labyrenthe	Erreur ! Signet non défini.
défini.	
III.3.1 Canal d'approche.....	Erreur ! Signet non défini.
III.3.2 Dimensionnement du déversoir labyrinthe.....	Erreur ! Signet non défini.
III.3.3 Chenal d'écoulement.....	Erreur ! Signet non défini.
III.3.4 Coursier	Erreur ! Signet non défini.
III.3.5 Bassin de dissipation :	Erreur ! Signet non défini.
III.4 Etude comparaison entre les deux variantes pour le choix de la variante finale	Erreur ! Signet non défini.
Conclusion :.....	Erreur ! Signet non défini.
Chapitre IV Etude de stabilité et ferrailage de déversoir.	Erreur ! Signet non défini.
Introduction	Erreur ! Signet non défini.
IV.1 Etude de stabilité	Erreur ! Signet non défini.
IV.1.1 Stabilité de déversoir.....	Erreur ! Signet non défini.
IV.1.1.1 Etude des infiltrations (MIHOUBI. K,2000)	Erreur ! Signet non défini.
IV.1.1.2 Forces agissants sur le déversoir	Erreur ! Signet non défini.

IV.1.1.3 Stabilité au glissement	Erreur ! Signet non défini.
IV.1.1.4 Stabilité au renversement	Erreur ! Signet non défini.
IV.1.1.5 Stabilité au poinçonnement	Erreur ! Signet non défini.
IV.1.2 Stabilité de coursier.....	Erreur ! Signet non défini.
IV.1.2.1 Pré dimensionnement	Erreur ! Signet non défini.
IV.1.2.2 Forces agissants sur le déversoir :	Erreur ! Signet non défini.
IV.1.2.3 Stabilité au glissement	Erreur ! Signet non défini.
IV.1.2.4 Stabilité au renversement	Erreur ! Signet non défini.
IV.1.2.5 Stabilité au poinçonnement	Erreur ! Signet non défini.
IV.2 Calcul de ferrailage	Erreur ! Signet non défini.
IV.2.1 Ferrailage de déversoir.....	Erreur ! Signet non défini.
IV.2.1.1 Ferrailage de rideau de déversoir	Erreur ! Signet non défini.
IV.2.1.1 Ferrailage de semelle de déversoir.....	Erreur ! Signet non défini.
IV.2.2 Ferrailage de coursier.....	Erreur ! Signet non défini.
IV.2.2.1 Ferrailage de rideau de coursier	Erreur ! Signet non défini.
IV.2.2.2 Ferrailage de semelle de coursier.....	Erreur ! Signet non défini.
Conclusion.....	Erreur ! Signet non défini.
Chapitre V Etude de la dérivation provisoire, vidange du fond et la prise d'eau.....	Erreur ! Signet non défini.
Introduction	Erreur ! Signet non défini.
V.1 La dérivation provisoire.....	Erreur ! Signet non défini.
V.1.1 Type d'ouvrage de dérivation provisoire	Erreur ! Signet non défini.
V.1.2 Choix de la crue de dimensionnement.....	Erreur ! Signet non défini.
V.1.3 Succession des travaux.....	Erreur ! Signet non défini.
V.1.4 Calcul de section de la galerie de dérivation	Erreur ! Signet non défini.
V.1.5 Construction des batardeaux	Erreur ! Signet non défini.
V.1.5.1 Batardeau amont.....	Erreur ! Signet non défini.
V.1.5.2 Batardeau aval	Erreur ! Signet non défini.
V.2 Vidange de fond.....	Erreur ! Signet non défini.
V.2.1 Type de vidange de fond	Erreur ! Signet non défini.
V.2.2 Choix de type d'ouvrage vidange de fond.....	Erreur ! Signet non défini.
V.2.3 Calcul hydraulique de la conduite de vidange.....	Erreur ! Signet non défini.
V.3 Prise d'eau	Erreur ! Signet non défini.
V.3.1 Type de prise	Erreur ! Signet non défini.
V.3.2 Le choix de la tour de prise et l'emplacement.....	Erreur ! Signet non défini.
V.3.3 Dimensionnement de la prise d'eau	Erreur ! Signet non défini.
Conclusion	Erreur ! Signet non défini.

Chapitre VI Organisation de chantier et estimation quantitative et financières du projet.	Erreur ! Signet non défini.
Introduction :	Erreur ! Signet non défini.
VI.1 Installation du chantier	Erreur ! Signet non défini.
VI.1.1 Installations destinées au personnel	Erreur ! Signet non défini.
VI.1.2 Installation pour le stockage des matériaux	Erreur ! Signet non défini.
VI.1.3 Installations pour la préfabrication.	Erreur ! Signet non défini.
VI.2 Les moyens de chantier	Erreur ! Signet non défini.
VI.2.1 Moyens matériels	Erreur ! Signet non défini.
VI.2.2 Moyens humains	Erreur ! Signet non défini.
VI.3 Planification des travaux	Erreur ! Signet non défini.
VI.3.1 Procédures de planification	Erreur ! Signet non défini.
VI.3.2 Composition du projet	Erreur ! Signet non défini.
VI.3.3 Planification avec réseau à nœud	Erreur ! Signet non défini.
VI.3.4 Planification avec la méthode de Gantt (méthodes des barres)	Erreur ! Signet non défini.
VI.4 Cout des ouvrages annexes	Erreur ! Signet non défini.
Conclusion	Erreur ! Signet non défini.
Conclusion	Erreur ! Signet non défini.

Tableau I.1: Coefficients d'accélération.	6
Tableau I.2: Formation géologiques mises en évidence par les sondages carottés	8
Tableau I.3: les résultats des essais lugent.	9
Tableau I.4: Les résultats des essais physiques.	10
Tableau I.5: Les résultats des essais mécaniques et chimiques.	11
Tableau I.6: Le niveau d'eau de la nappe des alluvions.	13
Tableau I.7: La déférence de niveau de la nappe à partir du sondage S1.	13
Tableau I.8: Le niveau de la nappe des versants.	14
Tableau I.9: La déférence de niveau de la nappe à partir du sondage S3.	14
Tableau II.1 : Classification de bassin selon l'indice de Gravius :	17
Tableau II.2 : Surfaces partielles et cumulées du bassin versant par tranche d'altitude.	19
Tableau II.3: Récapitulatif des hauteurs significatives.	20
Tableau II.4 : Courbes des niveaux et leurs longueurs.	21
Tableau II.5: Détermination de la pente des roches.	21
Tableau II.6: Classification de L'O.R.S.T.O.M (type de relief).	22
Tableau II.7 : L'ordre des cours d'eau, le nombre et leurs longueurs.	23
Tableau II.8 : Récapitulatif du temps de concentration.	26
Tableau II.9: Récapitulatif des caractéristiques du bassin versant.	27
Tableau II.10: Les Températures moyennes de chaque mois à la zone d'étude. (ANRH).	27
Tableau II.11 : La répartition de l'évaporation (ANRH).	28

Tableau II.12 : Vitesse moyenne de vent (ANRH).	29
Tableau II.13 : Référence et coordonnées de la station pluviométrique.....	29
Tableau II.14: Répartition des pluies moyennes mensuelle (ANRH).	29
Tableau II.15: Précipitation journalière maximale (ANRH).	30
Tableau II.16: Caractéristiques du sérié.	30
Tableau II.17: Résultat de l'ajustement à la loi GEV.	31
Tableau II.18: Résultat de l'ajustement à la loi de GUMBEL.	32
Tableau II.19: Résultat de l'ajustement à la loi Log Normal.	33
Tableau II.20: Répartition mensuelle de l'apport moyen dans les stations et calculé du site.	36
Tableau II.21: Récapitulatif de l'apport moyenne.	37
Tableau II.22: Répartition des apports moyens mensuels de Zaouia.	38
Tableau II.23: Récapitulatif des résultats des coefficients des variations.	40
Tableau II.24: Apports fréquentiels.	41
Tableau II.25: Apport mensuelle de fréquence 80%.	41
Tableau II.26: Débits de pointe par la méthode du Gradex.	45
Tableau II.27: Débits maximaux fréquentiels.	45
Tableau II.28: Coefficients de forme de l'hydrogramme de crue δ . (Touaibia,2004).	46
Tableau II.29: Valeurs des débits de crues en fonction du temps.	47
Tableau II.30: Recommandation du comité National Australien des grands barrages pour le calcul de la crue de projet.	48
Tableau II.31: Choix de la crue de projet.	49
Tableau II.32: Courbes topographique et volumique.	50
Tableau II.33: Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Hm3).	53
Tableau II.34: Calcul des pertes.	54
Tableau II.35: Régularisation saisonnière compte tenu des pertes.	54
Tableau II.36 : Calcul des pertes pour la deuxième itération.	55
Tableau II.37: Régularisation saisonnière compte tenu des pertes en (deuxième itération).....	55
Tableau II.38 : Valeurs de h et les plages de variation en période de crue.	60
Tableau II.39: Calcul de la courbe caractéristique du barrage.	61
Tableau II.40: Calcul pour l'hydrogramme de sortie.	62
Tableau II.41: Récapitulatif des résultats de la méthode de Muskingum.	64
Tableau II.42: Récapitulatif du calcul de la revanche.	65
Tableau II.43: Résultats de calcul de la largeur en crête.	66
Tableau II.44: Exemple pour le calcul de volume de la digue pour un $b=25m$	67
Tableau II.45: Cout de la digue.	67
Tableau II.46: Résultats de calculs du coût du déversoir pour différentes largeurs.	69
Tableau II.47: Coût du canal d'approche pour différents b.	69
Tableau II.48: Récapitulatif des coûts du coursier pour différentes largeurs.	71
Tableau II.49: Coût total du barrage pour différentes b.	72
Tableau II.50 : Tableau récapitulatif de l'étude de la régularisation et du laminage.	74
Tableau III.1: Calcul pour la partie amont de profil de déversoir.	80
Tableau III.2 : Calcul de la partie aval de profil de déversoir.....	81
Tableau III.3 : Calcul des coordonnées de profil de déversoir et de la ligne d'eau.	81
Tableau III.4 : Exemple pour la procédure de calcul de la méthode USBRII.	84
Tableau III.5 : Récapitulatif de résultats de la ligne d'eau dans l'auge de réception.	85
Tableau III.6 : Résultats de calcul de ligne d'eau par l'intégration indirect 1 ^{er} variante.	88
Tableau III.7 : Hauteur des murs bajoyers 1 ^{er} variante.	89
Tableau III.8 : Vérification de phénomène d'aération 1 ^{er} variante.	90
Tableau III.9 : Type de ressaut hydraulique en fonction de nombre de Froude (Durand et al,1999).	91
Tableau III.10 : Les dimensions de blocs de chute et de seuil terminal.	92

Tableau III.11 : Résultats de calcul de ligne d'eau par l'intégration indirect 2 ^{ème} variante.....	96
Tableau III.12 :Hauteur des murs bajoyers.	97
Tableau III.13 : Vérification de phénomène d'aération 2 ^{ème} variante.....	97
Tableau III.14 :Les dimensions de blocs de chute et de seuil terminal.....	98
Tableau IV.1 :Résultats de pré dimensionnement :	100
Tableau IV.2 :Calcul des sous pressions et les épaisseurs.....	101
Tableau IV.3 : Calcul des forces agissants sur le déversoir.....	102
Tableau IV.4 : Distances d'applications des forces par rapport les points A et G.....	103
Tableau IV.5 : Calcul des forces agissants sur le coursier.....	105
Tableau IV.6 :Distances d'applications des forces par rapport les points A et G ''coursier''	106
Tableau I.V7 : Ferrailage de rideau de déversoir.	108
Tableau IV.8 : Ferrailage de semelle de déversoir.	109
Tableau IV.9 :Ferrailage de rideau de déversoir.	109
Tableau IV.10 : Ferrailage de semelle de déversoir.	111
Tableau V.1 :Calcul de débit évacuer par le canal pour défient b et h.	114
Tableau V.2 : Résultats de laminage.....	115
Tableau V.3 : Pentes des talus en fonction de la hauteur et du type de la digue (Rolleyet al, 1977).	116
Tableau V.4 : Temps de vidage et le débit pour chaque diamètre.	119
Tableau VI.1 : Décomposition du projet en opérations.	125
Tableau VI.2 : Les paramètres du réseau à nœud.	125
Tableau VI.3 : Devis estimatif des ouvrages annexes.	127

Figure I.1 : Emplacement de site du barrage Zaouïa	2
Figure I.2 : Géologie de la zone d'étude.....	3
Figure I.3 : Carte de zonage sismique de territoire nationale selon R.P.A 99 modifié en2003.	6
Figure I.4 : Déroulement des études géotechniques (techniques des petits barrages en Afrique). ...	7
Figure II.1 : Délimitation de bassin versant.....	15
Figure II.2 : Le profil en long de talweg principal.....	16
Figure II.3 : Carte représente les différentes hauteurs dans le bassin versant.	18
Figure II.4 : Carte des courbes des niveaux.....	19
Figure II.5 : La courbe hypsométrique du bassin versant d'oued STITA.	20
Figure II.6 : Carte des pentes.	20
Figure II.7 : Carte de réseau hydraulique avec les l'ordre des cours d'eau.	23
Figure II.8 : Profil en long de cours d'eau principale de l'oued de STITA.	24
Figure II.9 : Les Températures moyennes de chaque mois à la zone d'étude.	28
Figure II.10 : L'évaporation mensuelle.	28
Figure II.11 : Répartition des pluies moyennes mensuelle.	29
Figure II.12 : Représentation graphique à la loi GEV.	32
Figure II.13 : Représentation graphique à la loi GUMBEL.....	33
Figure II.14 : Représentation graphique à la loi Log Normal.....	34
Figure II.15 : pluies de courtes durées.....	35
Figure II.16 : Intensité –Durée –Fréquence.	35
Figure II.17 : apports moyens mensuels de Zaouia.	38
Figure II.18 : Répartition mensuelle de l'apport moyen interannuel de fréquence 80 %.	41
Figure II.19 : Hydrogrammes des crues probables en fonction du temps.	47
Figure II.20 : Courbe capacité hauteur.	51
Figure II.21 : Courbe volumétrique.	51
Figure II.22 : Courbe surface –hauteur.....	51

Figure II.23 : Représentation du réservoir dans le bassin versant.	56
Figure II.24 : Laminage à travers un barrage.....	59
Figure II.25 : Courbe surface-hauteur au-dessus du NNR.....	61
Figure II.26 : Courbe caractéristique du barrage.	62
Figure II.27 : Laminage pour $b=25m$	63
Figure II.28 : Hydrogrammes d'entre et de sortie.	64
Figure II.29 : Le Coût global de barrage.	72
Figure II.30 : laminage de la crue dix millénaire avec $b=25m$	73
Figure II.31 : Les différents niveaux de barrage.....	74
Figure III.1 : Comparaison entre des évacuateurs de crue (Nettari et al,1996).	77
Figure III.2 :Description de l'évacuateur de crue latéral à entonnement latérale.....	78
Figure III.4 : Abaques de calcul profil WES(Murphy,1973).	80
Figure III.5 : profil de déversoir de type WES avec la ligne d'eau.	82
Figure III.6 : Vu en plan de l'auge de réception qui est divisé en cinq tranches.	82
Figure III.7 : La ligne d'eau dans l'auge de réception.....	85
Figure III.8 :L'influence de la force centrifuge sur la ligne d'eau. (R. M. Khatsuria,2005)	86
Figure III.9 :Représentation de la ligne d'eau dans le coursier ^{1^{er}} variante.....	89
Figure III.10 :Murs bajoyers de coursier ^{1^{er}} variante.	90
Figure III.11 :Le ressaut oscillant (R. M. Khatsuria,2005).....	92
Figure III.12 : Schéma explicatif de labyrinthe(LADREYT,2005).....	93
Figure III. 13 :abaque pour le dimensionnement déversoir labyrinthe trapézoïdale en plan($w_p>2$) (Hay and Taylor 1970).	94
Figure III.14 : Ligne d'eau et les murs bajoyers dans le coursier ^{2^{ème}} variante.....	97
Figure III.15 :Ressaut stable(R. M. Khatsuria,2005)..	98
Figure IV.1 :Pré dimensionnement de déversoir.	101
Figure IV.2 :Epure des sous pressions dynamiques.....	102
Figure IV.4 : Facteurs de capacité portante d'après Terzaghi.	104
Figure IV.5 : Schémas des forces agissants sur le coursier.....	105
Figure IV.6 :Calcul de ferrailage de rideau de déversoir.....	107
Figure IV.8 :Diagramme de contrainte.	110
Figure V.1 : Courbe de tarage du canal.....	114

