

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEURE ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE

- ARBAOUI Abdellah -

DEPARTEMENT AMENAGEMENT ET GENIE HYDRAULIQUE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur d'Etat en Hydraulique

THEME DU PROJET:

**ETUDE DE L'EVACUATEUR DE CRUES ET DES
OUVRAGES ANNEXES DU BARRAGE DE KOUDIAT BEN
AIDA W.M'SILA**

Présenté par :

M^r : Abderaouf BELAKROUF

Devant les membres du jury

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M : M.K.MIHOUBI	Professeur	Président
M^{me} : D.DJODAR	M C.B	Examinatrice
M^{me} : A.ADDOU	M A.A	Examinatrice
M: I.ZAIBAK	M A.B	Examineur
M^r: A.HADJ SADOUK	M.C.A	Promoteur

Session 2016

ملخص

نظرا لتزايد احتياجات المياه الموجهة للقطاع الزراعي و خاصة في مناطق الهضاب العليا، قامت الوكالة الوطنية للسدود و التحويلات الكبرى بأنشاء مجموعة من المشاريع الخاصة بالسدود، و في هذا الاطار تهدف هذه المذكرة الى اجراء دراسة معمقة للمنشآت الملحقة لسد كدية بن عيدة المتواجدة في ولاية المسيلة و تصميمها حسب المعطيات المتوفرة.

Résumé

En raison de l'augmentation des besoins en eau dans le domaine de l'irrigation, surtout dans les régions des hauts plateaux, l'agence nationale des barrages et transferts a décidé de réaliser plusieurs projets de construction de barrages. Dans ce cadre, l'objectif notre travail est de faire une étude approfondie de l'évacuateur de crue et ouvrages annexes pour le barrage de Koudiat Ben Aida situé à la Wilaya de M'sila, en se basant sur les données par l'ANBT.

Abstract

Due to the increase of water needs, especially in the high plateau region, the national agency of dams and transfers decided to build several dams and hill reservoir dams. In this framework the aim of the present work is to carry out a detailed study of the spillway, and the annex structures of Koudiat Ben Aida dam, localized in the Wilaya of M'sila.

SOMMAIRE

Chapitre 01 : Etude Topographique Géologique et Géotechnique

Introduction	1
I.1 Situation géographique	1
I.2 La géologie du site.....	2
I.2.1 Géomorphologie et géologie régionale.....	2
I.2.2 Géologie des sites de barrage et des bassins versants.....	3
I.3. Etude géotechnique.....	6
I.3.1 Travaux de reconnaissances exécutés	6
I.3.2 Synthèse des travaux de d’investigation exécutés.....	6
I.3.3 Description géotechniques.....	7
I.3.4. Essais de laboratoire.....	8
I.3.5. Résultats des essais au laboratoire.....	9
I.4. matériaux disponibles pour la construction.....	13
I.4.1. matériaux pour les filtres, drains, agrégats pour le béton et enrochement de protection.....	14
I.4.2. Sismicité de la zone d’étude.....	14
Conclusion	15
Chapitre 02 : Etude Hydrologique	17
Introduction	17
II.1.Description du bassin versant.....	17
II.1.1.Définition du bassin versant.....	17
II.1.2.caractéristiques géométriques.....	20
II.1.3.Caractéristiques hydromorphologiques.....	20
II.1.4.Les reliefs.....	21
II.2.Caractéristiques climatologiques.....	28
II.2.1.Données de la température.....	28
II.2.2.L’évaporation.....	29
II.3.la pluviométrie.....	30
II.3.1.Etude fréquentielle des pluies maximales journalières.....	31

II.3.2.Résultats des ajustements.....	33
II.3.2.1.Résultat des ajustements a la loi de Gauss.....	33
II.3.2.2.Résultat des ajustements a la loi de Gumbel.....	34
II.3.2.3.Résultat des ajustements à la loi de Galton	35
II.3.3.Pluies de courte durée.....	36
II.4.Etude des apports.....	38
Introduction.....	38
II.4.1.Le traitement statistique des pluies annuelles.....	38
II.4.2.Estimation des écoulements avec les expressions empiriques.....	40
II.4.3.calcul des apports : (Station hydrométrique 05.03.01).....	43
II.4.4.Caractéristiques de l'écoulement.....	43
II.4.5.Analyse fréquentielle des apports.....	44
II.5.Transport Solide.....	45
II.5.1.Estimation du transport solide.....	45
II.5.2.Analogie avec d'autres sites en Algérie.....	47
II.5.3.Calcul du volume mort.....	48
II.6.Etude des crues.....	49
Introduction.....	49
II.6.1.Hydrogrammes des crues.....	52
II.6.2.Choix de la crue de chantier.....	54
II.7.Etude de régularisation.....	54
II.7.1.Régularisation de l'écoulement.....	54
II.7.1.1.les courbes caractéristiques.....	55
II.7.1.2.Détermination des besoins.....	57
II.7.1.3.Calcul du volume utile	57
II.7.1.4.Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes :.....	59
II.7.1.5.Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes.....	60
II.7.2.Laminage des crues.....	62
II.7.2.1.Principe de calcul	63

II.7.2.2.La méthode de Hildenblat.....	63
II.7.2.3.Méthode de Kotcherine.....	66
II.7.3.Etude d'optimisation.....	69
II.7.3.1.Calcul du coût approximatif de la digue.....	69
II.7.3.2.Calcul de la revanche.....	70
II.7.3.3.Largeur en crête.....	70
II.7.3.4.Calcul du volume de la digue pour les différentes largeurs déversantes.....	71
II.7.3.5.Calcul du coût approximatif de l'évacuateur de crues.....	74
Conclusion.....	78
Chapitre 03: Etude des Variantes	
Introduction.....	79
III. 1.Dimensionnement de la digue.....	79
III.1.1Dimensionnement de la digue principale.....	79
III.1.1.1 Calcul de la hauteur du barrage.....	79
III.1.1.2.Conception de la crête.....	81
III.1.1.3Pente des talus.....	81
III.2.Conception de la variante de l'évacuateur de crues.....	83
III.2.1. Choix de l'évacuateur de crues.....	83
III.2.2. Choix du tracé de l'axe de l'évacuateur de crues.....	84
III.2.3. Le choix de l'emplacement de l'évacuateur de crues.....	85
III.2.4 Le choix de type de l'évacuateur de crues.....	86
III.3.Etude des variantes de l'évacuateur de crues.....	87
III.3.1.Etude de la première variante	87
III.3.1.1.Dimensionnement et calcul hydraulique de l'évacuateur de crues....	87
III.3.1.2 Phénomène hydraulique.....	101
III.3.1.3. Localisation du point de départ de l'aération	102
III.3.1.4. Vérification de l'apparition des vagues roulantes.....	103
III.3.2.Etude de la deuxième variante de l'évacuateur de crues.....	103
III.3.2.1. Dimensionnement et calcul hydraulique de l'évacuateur de crues.....	104

III.3.2.2. Dimensionnement du déversoir labyrinthe.....	104
III.3.3.Etude de la troisième variante.....	111
III.3.3.1. Dimensionnement et calcul hydraulique de l'évacuateur de crues.....	112
III.4.choix de la variante.....	116
III.4.1.comparaison entre les deux variantes.....	116
Chapitre 04 : Etude des ouvrages annexes.....	119
Introduction	119
IV.1.La dérivation provisoire.....	119
IV.1.1. Type d'ouvrage de dérivation provisoire.....	119
IV.1.1. 2 Conception de l'Ouvrage.....	120
IV.1.1.3.Calcul du risque de dépassement.....	120
IV.1.1.4. Succession des travaux.....	120
IV.1.1.5. Calcul de section de la galerie de dérivation.....	120
IV.1.2. La partie dans le corps du barrage.....	123
IV.1.2.1 Laminage de crues de chantier.....	123
IV.1.3. Construction des batardeaux	124
IV-1-3-1Crête du batardeau amont.....	125
IV-1-3-2 Les talus du batardeau amont.....	125
IV-1-3-3 Protection des talus du batardeau amont.....	126
IV-1-3-4 Le drain du batardeau amont.....	126
IV-1-3-5 Crête du batardeau aval.....	127
IV-1-3-6 Les talus du batardeau aval.....	127
IV-1-3-7 Protection des talus du batardeau aval.....	127
VI-1-3-8 Le drain du batardeau aval.....	128
IV-2.La vidange de fond.....	128
IV-2-1- Destination de la vidange de fond.....	128
IV-2-1-1 Type d'ouvrage de vidange.....	129
IV-2-1-2. Recommandation pour les dispositifs constitués de la conduite de Vidange.....	130

IV-2-1-3. Recommandations modulées (dispositif minimum).....	130
IV-2-2 : Calcul hydraulique de la conduite de vidange.....	130
IV-2-2-1 : Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et son diamètre	131
IV-2-2-2. Correction du coefficient de débit μ	131
IV-2-2-3. Calcul des pertes de charge singulières.....	132
IV-2-2-4. Calcul du temps réel de la vidange du barrage.....	134
IV-2-2-5. Calcul de la vitesse d'abaissement dans la retenue.....	135
IV-2-3- Maitrise de l'écoulement sous la vanne.....	135
IV-2-3-1-la détermination des hauteurs conjuguées.....	135
IV-3.La prise d'eau.....	137
IV-3.1.Types des prises d'eau.....	137
IV-3.1.1. Ouvrage de prise à but agricole.....	137
IV-3.1.2. Ouvrage de prise pour l'adduction d'eau.....	139
IV-3.1.3. Critères de choix d'une prise d'eau.....	139
IV-3.1.4.Le choix de la variante.....	139
IV-3.2.Dimensionnement hydraulique.....	140
IV-3.2.1. Estimation du volume maximum pour l'irrigation.....	140
IV-3.2.2. Calcul du débit maximum.....	140
IV-3.2.3. Calcul du diamètre.....	141
IV-3.2.4. Ajustement du diamètre.....	141
IV-3-3-3 Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite.....	142
Conclusion	142
Chapitre 05: Etude de stabilité	
Introduction	144
V-1 Calcul de stabilité	144
V-1-1 Stabilité du déversoir	144
V-1-1-1.Le déversoir.....	144
V-1-1-2. Pré-dimensionnement.....	145
V.1.1.3 Stabilité Au Renversement	146

V.1.1.4 Stabilité au glissement.....	146
V.1.1.5 Stabilité au poinçonnement.....	146
V-2 stabilité des murs bajoyers du coursier.....	147
V.2.1 Murs bajoyers.....	147
V.2.1.1 Détermination des forces qui surgissent autour des murs bajoyers	147
V 2.1.2 Stabilité au renversement.....	148
V 2.1.3 Stabilité au glissement.....	149
V 2.1.4 Stabilité au poinçonnement.....	149
V 3. Stabilité des murs bajoyers du bassin de dissipation.....	150
V.3.1 Bassin de dissipation.....	150
V.3.1.1 Pré-dimensionnement.....	150
V.3.1.2 Détermination des forces qui surgissent autour du bassin de dissipation.....	150
V 3.1.3 Stabilité au renversement.....	152
V 3.1.4 Stabilité au glissement	152
V 3.1.5 Stabilité au poinçonnement.....	153
Conclusion.....	153
Chapitre 06 : Organisation du chantier.....	155
Introduction.....	155
VI.1. Installation du chantier.....	155
VI.1.1. Installations destinées au personnel.....	155
VI.1.2. Installation pour le stockage des matériaux.....	156
VI.1.3. Installations pour la préfabrication.....	156
VI.2 Les moyens de chantier.....	156
VI.2.1 Les moyens humains.....	156
VI.2.2 Les moyens matériels.....	156
VI.3 les phases de l'implantation du chantier	157
VI.3.1. Installation de chantier et travaux préparatoires.....	157

VI.3.2. travaux hors crue (période estivale).....	157
VI.3.3. Construction des ouvrages.....	158
VI.3.4. Fermeture de la vidange et mise en eau.....	158
VI.4. La planification des travaux.....	158
VI.4.1. procédures de travail de planification.....	158
VI.4.2. Techniques de la planification.....	159
VI.4.3. méthodes basées sur le réseau.....	159
VI.4.4. Méthodes basées sur le graphique.....	161
VI.4.5. Choix de la méthode de calcul.....	161
VI.4.5.1. Les paramètres de la méthode C.P.M.....	161
VI.4.5.2. Chemin critique (C.C).....	162
VI.4.5.3. Attribution des durées de chaque opération.....	162
VI.4.5.4. Les plannings.....	162
VI.4.5.5. Délai de construction et programme des travaux.....	163
VI.5.1. Les compositions du projet.....	164
VII.5.2. Détermination des chemins critiques.....	164
VI.5.3. Méthode de réseau à nœuds.....	164
VI.5.4. Méthode du tableau.....	165
Conclusion	165
Chapitre 07: Sécurité de Travail	168
Introduction	168
VII 1. Les Causes des accidents de travail.....	168
VII.2. Actions dangereuses dans le chantier.....	169
VII.3. Conditions dangereuses dans le chantier.....	169
VII.4 Les mesures de prévention contre les accidents.....	170
VII.5. Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation.....	171
Conclusion	172
Conclusion Générale	172

Liste des Tableaux

Tableau I.1 résumé des travaux de reconnaissances du site de barrage.....	06
Le Tableau I.2. les résultats des essais de perméabilité et de reconnaissances in situ.....	07
Tableau I.3. Les résultats de la détermination du poids spécifique.....	11
Tableau I.4. Les résultats de la densité pour le formage (2, 5, 8,10).....	11
Tableau I.5 Les résultats de l'essai de compression.....	12
Tableau I.6 Synthèse des volumes estimés pour chaque zone d'emprunt et carrière.....	13
Tableau I.7 coefficient d'accélération sismique.....	15
Tableau II.1 : Répartition en % des surfaces partielles et cumulées.....	22
Tableau II.2 : Calcul de temps de concentration.....	27
Tableau II.3. Récapitulatifs des caractéristiques hydromorphométriques.....	27
Tableau II.4 : Variation annuelle de température.....	28
Tableau II.5 évapotranspiration mensuelle pour le site du barrage et le bassin versant	30
Tableau II.6: les stations pluviométriques utilisées.....	30
Tableau II.7: – Caractéristiques des stations Cédométriques dans la région du BV.....	31
Tableau IV.8: – Caractéristiques de l'échantillon	31
Tableau II.9. Résultats d'ajustement à la loi de Gauss.....	33
Tableau II.11. Résultats d'ajustement à la loi de Gumbel.....	34
Tableau II.13. Résultats d'ajustement à la loi Log-Normal.....	35
Tableau II.15: les pluies et les intensités pour différentes périodes de retour.....	37
Tableau II.16 Résultats du teste de WILCOXON.....	38
Tableau II.17 Résultats du teste d'indépendance	40
Tableau II.18. Résultats des estimations des apports moyens annuels.....	43
Tableau II.19. Les résultats de l'ajustement des apports à la loi de Pearson III.....	44
Tableau II.20: la répartition de l'apport de la fréquence 80%.....	45
Tableau II.21Sédiments observés en retenues climatiquement semblables.....	47

Tableau II.22.Résultats de calcul de Qmax par la méthode de SOKOLOVSKY.....	51
Tableau II.23.Résultats de calcul de Qmax par la méthode de GIANDOTTI.....	51
Tableau IV.24.Résultats de calcul de Qmax par la méthode de Mallet-Gauthier.....	52
Tableau II.25. Crues de projet recommandées (Bulletin de DECIGB, Evaluation de crue de projet).....	53
Tableau II.26: la répartition mensuelle des besoins.....	57
Tableau II.27.la répartition mensuelle de W80%.....	57
Tableau II.28.Détermination de Vs et Vd.....	58
Tableau II.29. Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes.....	59
Tableau II.30: valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologiques.....	60
Tableau II.31.Les volumes des pertes dans la retenue.....	60
Tableau II.32. Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes.....	61
Tableau:II.33.Récapitulatif des paramètres hydrologiques et de régularisation.....	61
Tableau:II.34: volumes et débits déversant.....	64
Tableau: IV.35.résultat de calcul de débit déversant pour différentes hauteurs d'eau.....	67
Tableau: II.36.résultat de calcul de débit déversant pour différentes largeur.....	67
Tableau: II.37.les résultats du calcul pour la hauteur du barrage.....	70
Tableau: II.38.les résultats de calcul pour la largeur en crête.....	70
Tableaux (II.39 / II.44) des démarches de calcul des volumes des digues pour différentes largeurs dévrsantes	71
Tableau: II.45.: Résultats de calculs du coût de la digue pour différentes largeurs dévrsante	73
Tableau: II.46.Résultats de calculs du coût du déversoir pour les différentes largeurs déversantes.....	74
Tableau: II.47.: Résultats des calculs du cout du canal pour les différentes largeurs déversantes.....	75
Tableau: II.48.: Résultats des calculs du cout du coursier pour les différentes largeurs déversantes.....	76
Tableau: II.49: récapitulatif des prix totaux en Million Da.....	76

Tableau: II.50.Récapitulatif des résultats du chapitre d'hydrologie.....	77
Tableau III.1.Récapitulatif des Hauteurs de plus hauts eaux.....	80
Tableau III.2. Récapitulatif du calcul de la cote de la crête.....	80
Tableau III.3. Choix des fruits de talus pour un barrage en remblai.....	81
Tableau III.4 Les coordonnées du profil de déversoir de la variante I.....	89
Tableau III.5. Hauteurs d'eau et pertes de charge (loge de réception).....	92
Tableau III.6 côtes du plan d'eau et du fond de la tranchée.....	92
Tableau III.7 paramètres de calcul de la ligne d'eau.....	94
Tableau III.8. Coefficient d'aération A.....	100
Tableau III.9. Coefficient d'affouillement.....	100
Tableau III.10. : Calcul du point de départ de l'aération.....	103
Tableau V.11. Expressions du coefficient de débit pour un déversoir labyrinthe.....	106
Tableau III.12. : Différents paramètres de calcul de la ligne d'eau.....	107
Tableau III.13.Coordonnées du déversoir Creager.....	113
Tableau III.14.Prix approximatifs des 3 variantes.....	117
Tableau III.15. Présentation des résultats de calcul hydraulique.....	117
Tableau IV-1: calcul de la hauteur et profondeur du canal de dérivation.....	121
Tableau IV-2 Laminage des crues par la méthode de Kotcherine.....	124
Tableau IV-3 Pentes des talus en fonction de la hauteur et du type de la digue.....	125
Tableau IV-4: type de vidange de fond en fonction de H2 V0.5.....	130
Tableau VI-5: Coefficient β qui prend en considération la forme des barres.....	132
Tableau IV-6: l'évaluation de la charge d'eau en fonction du temps de vidange.....	135
Tableau VI-7: les calculs hydrauliques au niveau de la vanne.....	137
Tableau IV-8 : la répartition mensuelle des besoins.....	140
Tableau VI.01 : symboles des opérations.....	164
Tableau VI.02 : détermination du chemin critique par la méthode du tableau.....	165
Tableau VII- 01 : plan de sécurité.....	171

Liste des Figures

Figure I.1. Bassain versant d'Oued El Ham, Wilaya de Msila.....	02
Figure I.2 Limon argileux du Quaternaire sur les berges de l'oued El Ham.....	04
Figure I.3 Alternance argilo-graveleuse du Pliocène.....	05
Figure I.4- Marnes du Miocène.....	05
Figure I.5. Courbe granulométrique sur l'axe du barrage.....	10
Figure I.6 .courbe Indice des vides en fonction des contraintes appliquées.....	12
Figure I.7. Carte zonage sismique du territoire national-RPA2003.....	14
FigureII.1. Localisation des bassins versants de l'oued El Ham, dominées par les sites analysés pour l'implantation du barrage de Koudiat Ben Aida.....	18
FigureI.2. délimitation du bassin versant de Oued el Ham, M'sila.....	19
FigureI.3. Classification de Schumm.....	20
Figure I.4. Représentation des courbes hypsométriques.....	22
Figure.I.5 Hypsométrie des bassins versants de l'oued El Ham.....	23
Figure I.6 courbe de niveau du bassin versant d'oued El Ham.....	24
Figure II.7. Evaporation potentielle aux sites du barrage (Extrait de la carte de l'ANRH)...	29
Figure I.8 Localisation des bassins versants de l'oued El Ham, dominées par les sites analysés pour l'implantation du barrage de Koudiat Ben Aida.....	30
FigureII.9. graphe d'ajustement à la loi de Gauss.....	33
FigureII.10. graphe d'ajustement à la loi de Gumbel.....	34
FigureII.11. graphe d'ajustement à la loi Log-Normal.....	35
Figure II .12 : représentation des pluies de courte durée en fonction du temps.....	37
Figure II. 13 : représentation des intensités en fonction de temps.....	37
Figure II.14 : représentation graphique de l'apport de la fréquence 80%.....	45
Figure II 15 : dépendance du taux de réduction T_e du rapport C/I entre la capacité C du réservoir et la valeur moyenne du volume des apports annuels.....	49
Figure II .16. Représentation graphique des hydrogrammes des crues.....	53
Figure II.17. Courbe surface-volume	55
Figure II.18. Courbe : Cote surface.....	56
Figure II.19. Courbe : Cote Volume	56

Figure II.20.courbe des débits déversants.....	65
Figure II.21: hydrogrammes des débits entrant et sortant.....	65
Figure II.22: courbe de débit en fonction de la hauteur.....	68
Figure II.23. Courbe d'optimisation.....	76
Figure III.1.Coupe transversal de la digue du barrage	82
Figure III.2.Shéma d'un évacuateur de crue latéral a entonnement frontal.....	85
Figure III.3 : Intervalles de choix de différents types d'évacuateur de crue selon V.M. Semenkov.....	86
Figure III.4: Les paramètres du profil du déversoir Wes-Creager de la variante I.....	89
Figure III.5: Profile Wes-Creager du déversoir variante I.....	90
Figure III.6: représentation des tranchées.....	90
Figure III.7: Les différentes largeurs aux sites.....	91
Figure III.8:Graphique de la ligne d'eau.....	95
Figure III.9:Shéma du coursier avec saut de Ski(III.8).....	97
Figure III.10: (I) Saut de Ski.....	97
Figure III.11: rayon minimal relatif R_{min}/H_1 en fonction de F_1	98
Figure III.12: Dent du dissipateur à auge.....	98
Figure III.13.Shéma des longueurs de trajectoire de jet saut de Ski.....	99
Figure III.14.Shéma des dents	99
Figure III.15 : Les types de régimes dans un écoulement aéré et non aéré.....	102
Figure III.16 : la géométrie du déversoir labyrinthe.....	105
Figure III.17 : Dimensionnement de déversoir labyrinthe trapézoïdale.....	105
Figure III .18 : Expressions du coefficient de débit pour un déversoir labyrinthe.....	106
Figure III.19: la géométrie de déversoir labyrinthe avec leurs dimensions réelles.....	106
Figure III.20: Vue en perspective d'un déversoir labyrinthe.....	107
Figure III.21 : Graphique de la ligne d'eau (coursier).....	108
Figure III.22: Bassin de dissipation type III de la variante 2.....	110
Figure III.23: Evacuateur de crue frontal avec déversoir Creager	112
Figure III.24: Profil du déversoir Creager.....	113
Figure III.25: rayon minimal relatif R_{min}/H_1 en fonction de F_1	115

Figure III.26: profil des portés conjugués du jet d'eau.....	116
Figure IV-1 . courbe de tarage de l'oued.....	122
Figure IV-2.Dérivation provisoire : coupe type au dehors du corps du barrage.....	123
Figure IV-3 .courbe de débit en fonction de la hauteur.....	124
Figure IV- 4. Schéma du batardeau.....	127
Figure IV. 5. Schème explicative d'une vidange de fond type galerie.....	131
Figure IV. 6. Schéma explicative de la grille.....	132
Figure IV. 7.Schéma explicative pour le calcul des hauteurs conjuguées.....	136
Figure IV. 8. Représentaion des besoins en irrigation.....	140
FigureV.1.Coup transversale du déversoir type Creager.....	144
FigureV.2. présentation des forces qui agissent sur les murs bajoyers.....	148
FigureV.3. diagrammes des contraintes du sol.....	149
Figure V.4 .présentation des forces qui agissent sur le bassin de dissipation.....	151
Figure VII.01 .Organigramme de la prévention.....	171

Liste des planches :

Planche 1 : Plan d'aménagement du barrage de Koudiat Ben Aida w. M'sila

Planche 2 : Coupe et détails de la digue du barrage de Koudiat Ben Aida w. M'sila

Planche 3 : Coupe et détails de la tour de prise du barrage de Koudiat Ben Aida w. M'sila

Planche 4 : Profil en long de la 1^{er} variante de l'évacuateur de crues du barrage de Koudiat Ben Aida w. Msila.

Planche 5 : Coupe en travers de la 1^{er} variante de l'évacuateur de crues du barrage de Koudiat Ben Aida w. Msila

Planche 6 : Profil en long de la 2^{eme} variante de l'évacuateur de crues du barrage de Koudiat Ben Aida w. Msila.

Planche 7 : Coupe en travers de la 2^{eme} variante de l'évacuateur de crues du barrage de Koudiat Ben Aida w. Msila

Introduction générale

Depuis la plus haute Antiquité, les hommes ont pétri la terre pour en faire des digues soit le long des cours d'eau en vue de limiter les zones d'inondation, soit en travers pour créer des retenues d'eau potable ou d'eau destinée aux irrigations.

L'exploitation d'un barrage nécessite des différentes ouvrages annexes qui doivent être projetés dans le corps ou bien loin de la digue, 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.

Ce mémoire de fin d'étude, comprendra l'étude de trois variantes de l'évacuateur de crues du barrage de Koudiat Ben Aida (W Msila) le premier est un évacuateur latéral à entonnement latérale, le seconde est un évacuateur de crues latérale à déversoir sous forme de labyrinthe, et le troisième est un évacuateur central (frontal) ancré dans le corps de la digue, par la suite nous allons fait le dimensionnement des différents ouvrages d'exploitation (vidange de fond et prise d'eau) ainsi que la dérivation provisoire, nous allons aussi consacrer une partie de notre travail pour faire une étude d'organisation du chantier et de sécurité de travail vue l'importance de ces deux facteur sur la gestion pendant la réalisation du projet.

Le bureau d'étude Cobra a déjà fait une étude de faisabilité pour ce barrage, comprenant un programme de reconnaissances géotechniques et géologique, une étude hydrologique, et une étude de variante de la digue. À noter que nous avons eu beaucoup de problèmes pour l'obtention des données base au niveau de L'ANBT.

Introduction

L'objectif de cette étude est de vérifier les données fournies par l'ANBT et le bureau d'étude COBA, nécessaires pour l'étape de l'avant-projet et qui concerne la géologie et la topographie qui permettront de confirmer l'aptitude du site à recevoir l'implantation d'un barrage, et de bien se positionner pour le choix des variantes et les types des ouvrages annexes, de plus cette étude a pour objectif de préciser le type de matériaux présentes sur le site pour mieux choisir les zones d'emprunts .

Le barrage de Koudiat Ben Aida créera une retenue avec capacité de stockage significative, laquelle devra permettre la régularisation interannuelle des apports des oueds El Ham et Sbisseb. Le débit régularisé ainsi obtenu sera utilisé pour l'irrigation de la vallée en aval.

I.1 Situation géographique

Le site du Barrage de Koudiat Ben Aida sur l'oued el Ham est situé à 64 km au sud-ouest de la wilaya de M'sila à environ 3 km l'ouest de la route N8 et a 4 Km au nord-ouest de la route N40.

Le site du barrage est situé à la Wilaya de M'sila, cette dernière se trouve au Nord-Est de l'Algérie, elle a une superficie de 18 175 km², avec une population de 960 000 habitants, elle est limitée par Bouira et Borj-bou Arreridj au Nord, Batna et Sétif à l'Est, Médéa et Djelfa à l'Ouest et Biskra au Sud, L'agriculture représente 20% de la surface totale.

Les coordonnées UTM sont :

X= 575 .74 Km Y=395 0.61 Km Z=548.00 m

Délimitation administrative du site du barrage :

Wilaya : M'sila

Daïra : Ain el Hadjel

Commune : Ain el Hadjel

La cuvette se prolonge jusqu'à la limite de la Daira de Sidi Aissa, commune de Boti Sayeh

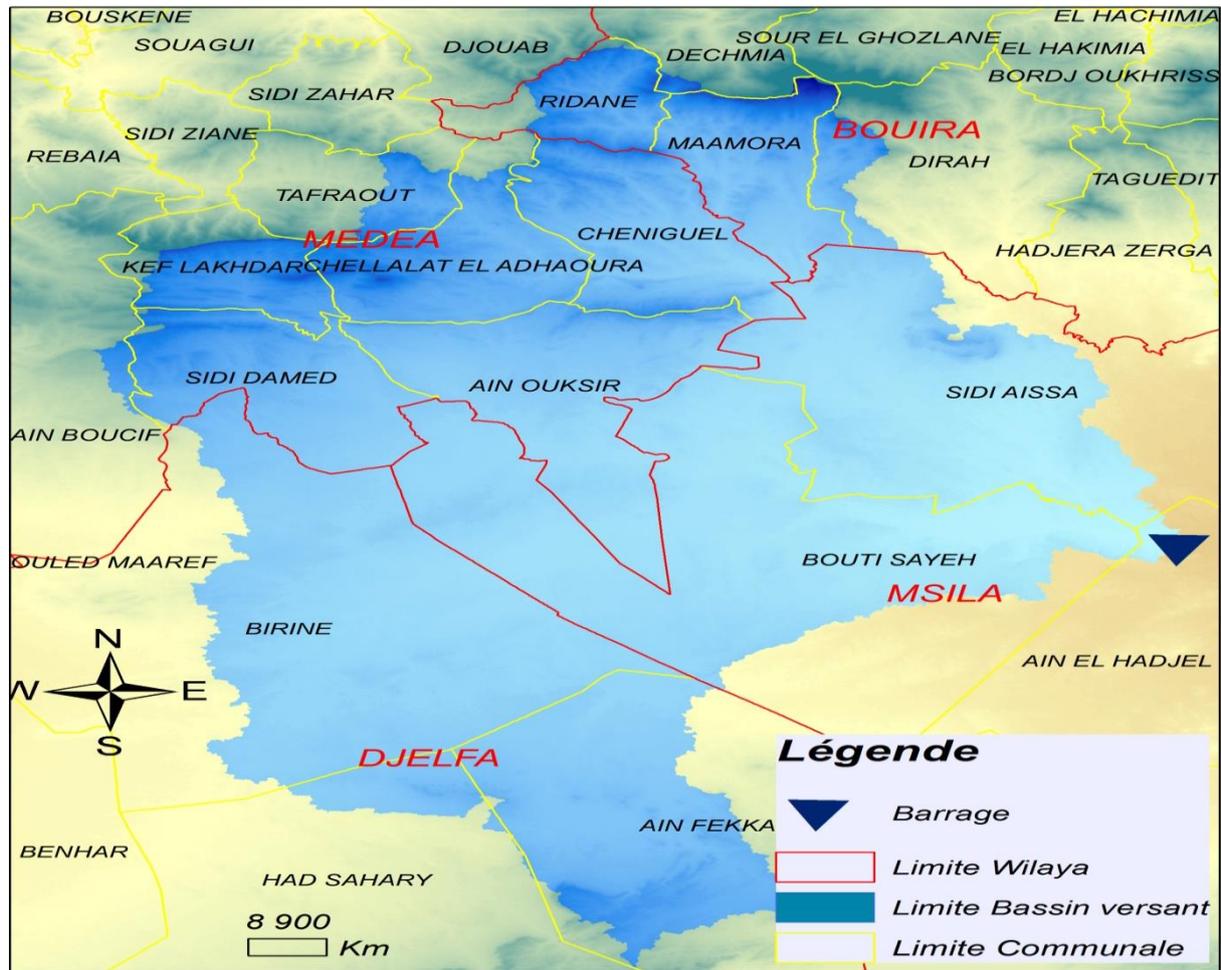


Figure I.1. Bassin versant d'Oued El Ham, Wilaya de Msila (Logiciel Arcgis)

I.2 La géologie du site :

I.2.1 Géomorphologie et géologie régionale

Les bassins versants des sites sont caractérisés au nord par du relief accentué formé par les djebels Dira (1810 m N.G.A.), Bou Sedjar (1389 m N.G.A.), Choukchat (1832 m N.G.A.) et Chaadia (1292 m N.G.A.) et par un relief moins accusé au sud regroupant les djebels Zitira (1041 m N.G.A.), Kef Bou Maaded (1102 m N.G.A.) et Meketsi (1072 m N.G.A.). Entre ces deux reliefs formés généralement par des terrains rocheux, on trouve une vaste dépression composée de formations meubles avec altitude moyenne autour de la cote 400-500 m N.G.A. Le réseau hydrographique des bassins versants est peu dense. Les cours

d'eau principaux (Shiseb, El Ham, Djenane et Terga), creusent profondément leurs lits dans les terrains meubles d'âge quaternaire et fonds des méandres.

En ce que concerne l'encadrement géologique, le bassin versant des sites de barrage en étude appartient au domaine de sédimentation dit Hodneen. Il est caractérisé par une sédimentation marine fortement subsidence aux cours des différentes phases orogéniques, par des transgressions et régressions, selon l'ordre chronologique du plus ancien au plus récent, le bassin versant est représenté par :

i) Un Trias constitué de formations haloïdales qui sont à l'origine de la salinité des eaux de ruissellement ; il s'agit des marnes, dolomies, gypses, etc., affleurant au Nord du site (région montagneuse du bassin versant) ;

ii) Un Crétacé qui affleure largement dans les chaînes montagneuses qui entourent la cuvette du Hodna. Les faciès sont souvent monotones, des faciès marno-gréseux, argilo-gréseux, marno-calcaire, calcaires ou dolomies alternant, sur de fortes épaisseurs, avec des formations carbonatées d'importance moindre.

iii) Le Miocène qui constitue le terrain de fond du site et sa retenue, représenté par des marnes et marnes argileuses et argiles marneuses vertes à grises ;

iv) Le Pliocène, formé par des poudingues (cailloux, galets, graviers, sables avec très peu d'argiles), de forme arrondie et de nature silico-calcaireuse à matrice siliceuse ou argileuse, qui passent par endroits à des argiles rouges et calcaires blancs-roses lacustres. Il constitue une muraille tout le long du flanc droit de la retenue ;

v) Au fond des vallées et lits d'oueds, on trouve des alluvions récentes et anciennes (**Quaternaire**) constituées par des graviers, sables avec très peu d'argiles sous lesquelles reposent des alluvions de terrasses formés d'argiles et argiles sableuses (particules fines).

I.2.2 Géologie des sites de barrage et des bassins versants

La région en étude se situe au niveau des hautes plaines algéroises (hauts plateaux). Ces plaines constituent une zone de jonction entre les deux atlas maghrébins, l'Atlas Tellien et l'Atlas saharien qui se rejoignent au niveau de Batna.

Chapitre 01 Etude Topographique Géologique et Géotechnique

Les hauts plateaux font partie d'un ensemble de plaines d'aspect semi désertique marquées par une vaste dépression endoréique appelée le Chott El Hodna qui penchent sensiblement vers l'Est et avec une altitude moyenne de 420 m. Ce Chott est la zone d'accumulation d'eau d'une série d'affluents, mais il ne présente de l'eau que pendant l'hiver et le printemps et dont la surface, complètement à sec en été, est alors recouverte d'une couche de sel. Les sites de barrage en étude correspondent à une plaine longée en rive droite par un ravin assez important et creusée par les oueds principaux. Ces sites sont caractérisés par une rive droite escarpée composée par des poudingues du pliocène et des marnes du miocène et par une rive gauche très douce. Il n'existe pas de verrou clair pour ces sites de barrage.

Les formations géologiques rencontrées sur le site sont, essentiellement, les marnes du Miocène sous les conglomérats du Pliocène. Les formations affleurant au niveau de la plaine sont des limons sableux et alluviaux par endroit du Quaternaire.

Les formations du Quaternaire Continental (Qt) sont constituées par des limons de couleur grise avec des cristaux de gypse (Figure I.1) pour les zones les plus basses, et on trouve des sables fins, des argiles et du gypse pour les zones en amont plus au moins élevées. On observe aussi des niveaux alluvionnaires et des conglomérats à gros blocs, des horizons à galets et feuilles d'encrochement calcaires.



Figure I.2 Limon argileux du Quaternaire sur les berges de l'oued El Ham (Source : ANBT)

Chapitre 01 Etude Topographique Géologique et Géotechnique

Les formations du Pliocène continental (Pc) s'agissent d'une série conglomératique encroutée en calcaire alternant avec des grès et des marnes sableuses et gypseuses et qui surmonte le Miocène en discordance (Figure I.3).



Figure I.3 Alternance argilo-graveleuse du Pliocène (Source : ANBT)

Les formations du Miocène inférieur marin (mi) correspondent sur le site à des marnes verdâtres (Figure I.3) et jaunâtres avec des intercalations de bancs gesso-calcaires d'ordre décimétriques.



Figure I.4- Marnes du Miocène (Source : ANBT)

Chapitre 01 Etude Topographique Géologique et Géotechnique

Sous le point de vue géologique, les marnes du Miocène apparaissent sous les conglomérats du Pliocène. En effet, sur les reliefs qui se trouvent juste au sud de la confluence, les conglomérats sont peu épais (2m environ) et les marnes miocènes s'élèvent à 8 m environ des plaines.

Les formations affleurant au niveau des terrains plats correspondent à des limons sableux et alluviaux par endroit du Quaternaire. On souligne que la présence des terrains triasiques dans le bassin versant a entraîné une grande salinité des eaux surtout celles qui proviennent de l'oued Terga avec des apports importants.

I.3. Etude géotechnique

I.3.1 Travaux de reconnaissances exécutés

Le programme d'investigation du site et des zones d'emprunts, fut composé par des sondages avec carottage continu, des essais de perméabilité de type Lefranc et Lugeon, des puits de reconnaissance et des profils sismique de réfraction.

Des essais de laboratoire furent exécutés sur des échantillons de matériaux meubles et rocheux provenant des travaux de reconnaissance mentionnés.

I.3.2 Synthèse des travaux de d'investigation exécutés

Le **tableau I.1** résume les travaux de reconnaissance in situ effectués par la société de réalisation, et qui sont été fournis par les services de L'ANBT.

Tableau I.1 résumé des travaux de reconnaissances du site de barrage

Travaux d'investigation	Unité	Fonadation du barrage	Zone d'emprunt 1	Zone d'emprunt 2	Carrière potentielle	Total
Puits de reconnaissances	U	5	16	10	-	31

Chapitre 01 Etude Topographique Géologique et Géotechnique

Profils sismiques de réfraction	U	4	6	-	5	15
Sondages carottés	U	12	-	-	2	14
Forages	M	443.5	-	-	50	493.5
Essai Lefranc	U	21	-	-	-	21
Essai Lugeon	U	65	-	-	-	65
Essai SPT	U	65	-	-	3	68
Pose Piézomètre	M	170	-	-	-	170

I.3.3 Description géotechniques

Le **Tableau I.2.** Présente les résultats des essais de perméabilité et de reconnaissances in situ.

Zone Géotechnique	Vitesse des ondes sismiques m/s	Pourcentage de récupération %	Pourcentage de RQD %	Unité Logeon UI	Perméabilité Lefranc	Nsp	Description
ZG supérieure	<300- 600	50-1000	-	-	$8,06 \cdot 10^{-5}$ à $1,88 \cdot 10^{-3}$	<30	Zone géotechnique supérieure composé de matériaux de

							surface broyés et décomposés
ZG Inferieure	600-1580	60-100	Variable de 0 à 60	-	$5,25 \cdot 10^{-6}$ à $4,58 \cdot 10^{-3}$	30-50	Zone géotechnique intermédiaire qui présente une bonne condition de fondation (résistance et déformabilité) pour le barrage quoiqu'avec d'importante valeur perméabilité due à la présence de dépôt de terrasse caillouteuses
ZG Inferieure	>1850	70-100	De 70 à 100	< 3	$2,82 \cdot 10^{-5}$ à $1,12 \cdot 10^{-3}$	>50	Zone géotechnique inferieure marneuse et imperméable

- D'après les résultats présentés ci-dessus on peut conclure que le sol dans le site du barrage est essentiellement fin avec un pourcentage d'éléments inférieurs à 74 µm supérieur à au niveau du fond de la vallée,
- En rive gauche on peut identifier la présence des sols pliocène, plus sableux, avec un pourcentage d'éléments inférieurs à 74 µm compris entre 19 et 36%.

I.3.4. Essais de laboratoire

D'après les résultats de laboratoire fournis par l'ANBT, il a été réalisé des essais physiques et mécaniques sur des échantillons intacts et remaniés,

1) Echantillons intacts : (Carotte des sondages)

a) Essais physiques :

- Densité naturelle ou humide
- Densité sèche

- Teneur en eau de saturation
- Teneur en eau de naturelle
- Degrés de saturation.

b) Essais mécaniques :

- Essais de cisaillement rectiligne CU avec détermination de C et Φ

2) Echantillons remaniés : (Echantillons des fouilles)

a) Essais physiques :

- Analyse granulométrique et sédimentométrique
- Teneur en eau naturelle
- Densité humide
- Densité sèche
- Degré de saturation

b) Essais mécaniques:

- Limites d'Atterberg
- Essais oedométriques
- Essai d'équivalent de sable
- Essai Proctor modifié

I.3.5. Résultats des essais au laboratoire

a) Analyse granulométrique (Axe du barrage)

L'analyse granulométrique par tamisage sur l'axe du barrage a donné la courbe suivante :

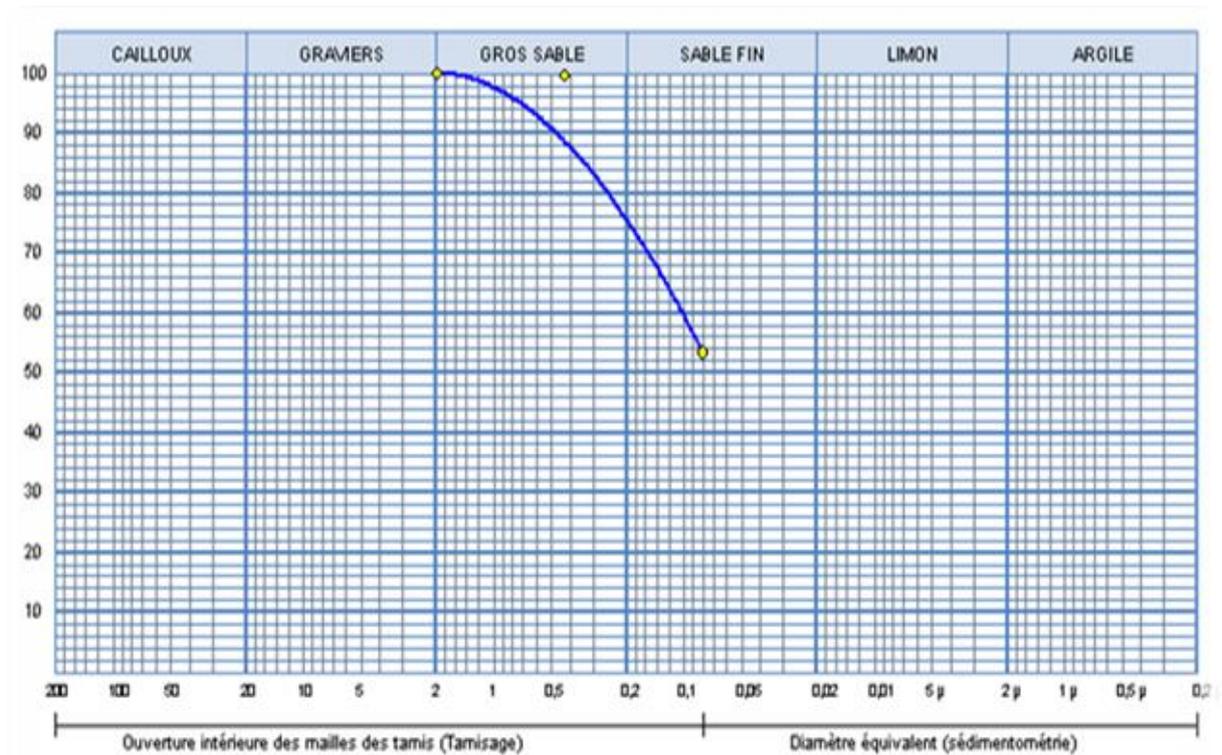


Figure I.5. Courbe granulométrique sur l'axe du barrage

Les détails de l'essai sont illustrés dans l'annexe 1.

b) Les limites d'Atterberg, (Axe du barrage)

Pour les sols fins (graviers exclus), la teneur en eau influence sur la cohésion : dans l'état parfaitement sec, le matériau serait cohérent. Au-dessus d'une certaine teneur (limite de plasticité), on peut le pétrir en forme de boudin, de boulette ou de fil. Pour une teneur plus forte (limite de liquidité), il forme un liquide, visqueux, qui ne conserve pas la forme qu'on lui a donnée. La détermination, soigneusement normalisée, de ces deux teneurs caractéristiques appelées limites d'Atterberg, est un élément important d'identification, et permet déjà de prévoir certaines propriétés.

Les résultats de laboratoire sont comme suit :

- La limite de liquidité, $W_L = 35.94\%$
- La limite de plasticité $W_p = 17.58\%$
- $I_p = W_L - W_p = 18.36\%$

Les résultats détaillés sont illustrés dans l'annexe 6.

c) Le poids spécifique

Le **Tableau I.3.** Représente les résultats de la détermination du poids spécifique sur l'axe du barrage :

Forage		S5	S7
Echantillon		06	01
Profondeur (m)		3.40-3.80	4.05-4.65
(1)	Poids pycn vide (g)	45.5	46.8
(2)	Poids du sol sec (g)	20	20
(3)	Pycno+eau (g)	144.9	145.24
(4)	Pycno+eau+sol (g)	157.52	157.9
(5)=(4)-(3)	Poids du sol humide (g)	12.62	12.66
(6) =(2)-(5)	Poids l'eau entre les grains (g)	7.38	7.34
(7)= (2)/(6)	Poids spécifique (g/cm ³)	2.710	2.723

d) Essai de compression simple

Cet essai est un essai triaxial sans confinement. Il est exécuté sur des éprouvettes de sols à cohésion. L'éprouvette cylindrique est posée sur un plateau de presse et on impose une vitesse de déformation axiale constante, on mesure l'effort et la déformation axiale et on construit une courbe effort-déformation. On peut évaluer sur cette courbe la pente qui donne une valeur de module de déformation (module de Young).

Les résultats de l'essai de compression sont illustrés dans le **Tableau I.5.**

Déformation (%)	Section modifiée (cm ²)	Force nette (Kgf)	R.C.S (bars)
2.88	45.42	38.3	0.84

e) Essai Œdométrique

Pour évaluer les tassements d'un sol sous le poids d'une charge, il est nécessaire de connaître certaines caractéristiques qui sont déterminées à l'aide de l'essai de compression

simple, cet essai a pour objectif essentiel l'étude de la consolidation d'éprouvettes saturées de sol intacte ou remaniés, soumises à des charges verticales uniformes. Cet essai permet d'établir 2 courbes :

- La courbe de compressibilité : elle indique le tassement total en fonction de la logarithme de la contrainte appliquée.
- Les courbes de consolidation : qui donnent le tassement de l'échantillon en fonction du temps sous application de contrainte appliqué constante.

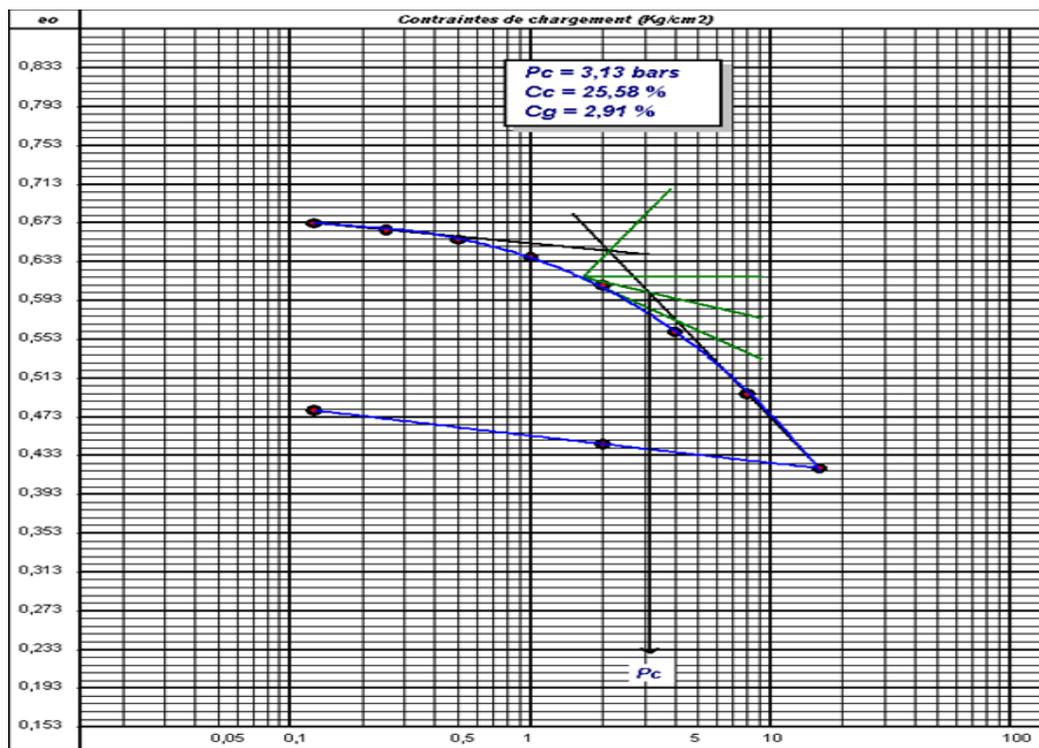


Figure I.6 .courbe Indice des vides en fonction des contraintes appliquées (source : ANBT)

I.4. matériaux disponibles pour la construction

Les résultats obtenus dans les travaux de prospection réalisés permettent d'affirmer que près du site du barrage il y a des matériaux convenables à la construction d'un barrage en remblai homogène ou zoné, dont la synthèse des quantités présentes dans chaque site est donnée dans le **Tableau I.6.**

Synthèse des volumes estimés pour chaque zone d'emprunt et carrière				
Zone	Surface (m ²)	Épaisseur moyenne (m)	Volume estimé (m ³)	objectif
ZE3A (Dépôts de terrasse sableuse et caillouteuse)	4 850 000	3	14 550 000	Recharges
ZE3A (Dépôt de terrasse caillouteuse)	3 300 000	5	15 840 000	Sols fin à utiliser au noyau (barrage zoné) ou pour le corps du barrage homogène
ZE3C (dépôt de terrasse sableuse et caillouteuse encroûtée)	2 300 000	5	11 500 000	Recharge ou enrochement de protection
Excavation noyau / recharge)	-	-	165000 à 265000	Recharge et noyau

I.4.1. matériaux pour les filtres, drains, agrégats pour le béton et enrochement de protection

Les reconnaissances effectuées dans la zone de la future cuvette indiquent l'absence de matériaux grossiers pour la production des filtres, drains et agrégats pour le béton.

L'absence d'un emprunt rocheux dans la zone à la proximité immédiate du site impose de prendre en considération des zones plus éloignées pour l'installation de carrières. Les carrières d'agrégats sont nombreuses au Nord et au Sud du site du barrage, on les trouve surtout au niveau de Hammam Dalaa au Nord de la ville de M'Sila (55 km, gisement calcaire du crétacé supérieur), à Bou Saada au Sud de Ain El Hadjal (55-60 km,

formations du crétacé inférieur), à Ain Kherrmane au Sud de Ain El Hadjal (30-35 km, calcaire dolomitique de l'Albien supérieur) et à Sour EL Ghozlane au Nord (calcaire du Cenomano-Turonien),

I.4.2. Sismicité de la zone d'étude

A partir de la Carte d'intensité des séismes maximums survenus en Algérie de 1716 à 1989 selon CRAAG 1994, d'après la carte du zonage sismique du territoire national (RPA99-Version 2003), Sur la carte suivante il est défini 4 zones sismiques classées comme suite :

- Zone I : sismicité négligeable ;
- Zone II b : sismicité faible ;
- Zone II a : sismicité moyenne ;
- Zone III : sismicité élevée.

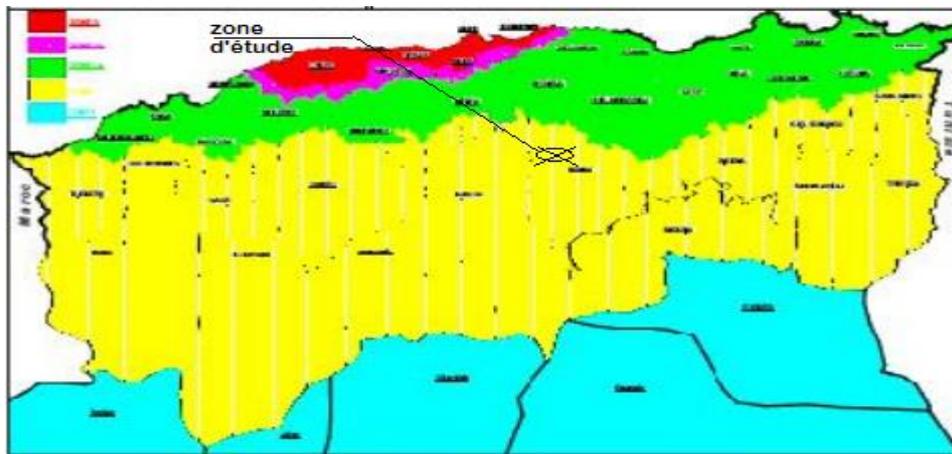


Figure I.7. Carte zonage sismique du territoire national-RPA2003

D'après la carte de sismicité (RPA2003) on remarque que le site de barrage se situe dans la zone à faible sismicité.

D'après le **Tableau I.7.** on peut tirer le coefficient d'accélération sismique, le barrage se situe dans la zone I, avec une importance vitale, donc $a=0.15$.

Groupe	Zone I	Zone IIa	Zone IIb	Zone III	Classification des ouvrages selon leur importance
1A	0.15	0.25	0.30	0.40	Ouvrages d'importance vitale : Sécurité-Hopitaux
1B	0.12	0.20	0.25	0.30	Ouvrages de grande importance: Scolaire et Culte
2	0.10	0.15	0.20	0.25	Ouvrages courants : Habitations- Bureaux
3	0.07	0.10	0.14	0.18	Ouvrages de faible importance: Hangars

Conclusion

Tenant compte des résultats géologiques, les formations affleurant au niveau des terrains plats correspondent à des limons sableux et alluviaux par endroit du Quaternaire. On souligne que la présence des terrains triasiques dans le bassin versant a entraîné une grande salinité des eaux surtout celles qui proviennent de l'oued Terga avec des apports importants, d'autre part le terrain du site du barrage est caractérisé par des pentes peu mouvementées, est des rives très éloignées.

Pour les zones d'emprunt on a constaté la présence de 2 sites, de plus à un troisième site potentiel, qui se situe à une distance de quelques kilomètres du site du barrage, au final on peut dire que la projection d'un barrage en remblai (homogène) semble réalisable d'un point de vue géotechnique et géologique.

Introduction

L'étude hydrologique est nécessaire pour la détermination des caractéristiques des crues exceptionnelles et les apports volumétriques annuels. Grâce à un traitement exhaustif de l'information disponible sur le bassin versant, dans une étude de faisabilité l'étude hydrologique comporte essentiellement deux phases :

- **Les caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant** : la taille du bassin (sa surface), sa forme, son élévation, sa pente et son orientation et les caractéristiques du réseau hydrographique. Ces facteurs, d'ordre purement géométrique ou physique, s'estiment aisément à partir de cartes adéquates.
- **L'étude de précipitation** : Pour un bassin versant donné ou une région donnée, les stations pluviométriques forment un réseau d'observations. Elles fournissent des mesures ponctuelles. Ces mesures relatives aux stations sont d'une haute importance pour les statistiques climatiques, la planification et la gestion des ressources et les projets de construction.
- **L'étude des apports** : les apports liquides sont la quantité d'eau dispensée par le réseau hydrographique qui alimente le bassin versant.

II.1. Description du bassin versant

II.1.1. Définition du bassin versant

Le bassin versant peut être défini comme le secteur géographique qui collecte les eaux d'un plan d'eau ou d'un cours d'eau, soit par écoulement de surface (ruissellement), soit par écoulement souterrain (infiltration, percolation et résurgence de la nappe phréatique), il est délimité par une ligne de crête, appelée aussi ligne de partage des eaux, au-delà de laquelle celles-ci sont drainées vers d'autres milieux aquatiques (Pourriot & Meybeck, 1995).

Pour notre cas on considère 3 zones d'étude :

- Zone 1: emplacement de l'étude de faisabilité préliminaire: eau provenant des oueds l'El Ham, Terga, Djenane, Sbisseb et le Bel Aroug
- Zone 2: emplacement en amont de Sidi Hadjeres: eau provenant des oueds l'El Ham, Djenane, Sbisseb et Bel Aroug
- Zone 3: emplacement en amont de la Zone 2: eau provenant des fleuves El Ham et Sbisseb Aroug

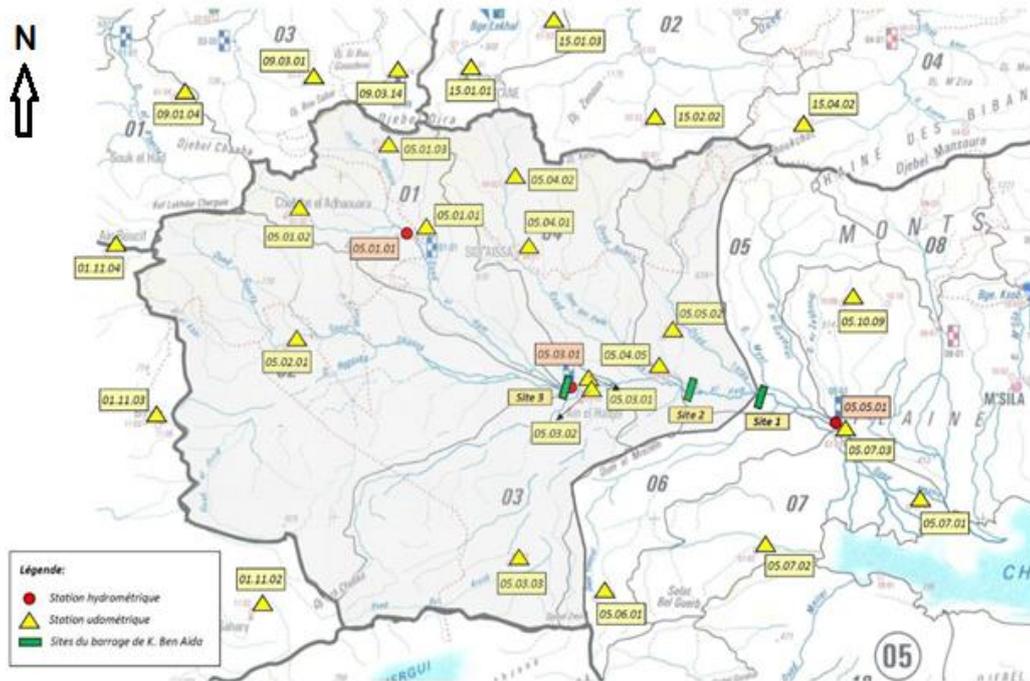


Figure II.1. Localisation des bassins versants de l’oued El Ham, dominées par les sites analysés pour l’implantation du barrage de Koudiat Ben Aida, Echelle 1/100000(ARNH)

La **figure II.1.1** montre l’emplacement des 3 sites potentiels pour l’implantation du barrage et les stations hydrométriques et pluviométriques utilisées pour le calcul hydrologique qui va être détaillé dans ce chapitre.

Les bassins versants analysés, dominées par les trois sites possibles de barrage, drainent le versant sud de la chaîne du Hodna et versent ses eaux dans le Chott El Hodna. Les bassins continent par le sud et sud-ouest avec le bassin du Chott Melrhir et avec le bassin du Zahrez. Par le nord les bassins versants continent avec le bassin des oueds Isser et Soummam.

Les bassins versants de l’oued El Ham sont délimités au nord par les djebels Chaaba, Bou Sebar, Dira, Ketaf, Choukchot et la chaîne des Bibans. Au, ils sont délimités par les djebels Chebka, Zemra, Achour, Ouzina, Bou Kahil et Er Zerga. Les bassins prennent ses sources au nord à des altitudes supérieures à 1800 m et descend le long de parcours longs de 106, 94 et 74 km, respectivement pour les sites 1, 2 et 3, jusqu’aux cotes 464, 490 et 533 m.

L’oued El Ham est formé par la confluence des oueds Sbisseb, Bel Aroug, Djenane et Terga.

Les bassins versants des alternatives de barrage analysés, drainent des superficies totales de 5086, 4644 et 2675 km², respectivement pour variantes 1, 2 et 3.

L’analyse comparative des trois sites mène à conclure que le site 3 est plus favorable, premièrement par la création d’une retenue avec une superficie inondée est moindre, pour la

même capacité de stockage, ce qui réduit les pertes par évaporation. Aussi, une fois que l'apport de sédiments est moindre, la durée de vie de la retenue sera supérieure, avec une moindre diminution de la productivité de la retenue avec le temps, d'autre part pour la retenue aval (site 1 et 2) recevrait les eaux de l'oued Tergat, assez salines, lesquelles pourraient la contaminer.

Dans notre étude on va retenir le site de la zone 3.



Figure I.2. délimitation du bassin versant de Oued el Ham, M'sila (Logiciel Arcgis)

II.1.2. Caractéristiques géométriques

Les caractéristiques géométriques sont comme suit :

1) **La surface** : la surface est obtenue après avoir déterminé les limites du bassin versant en utilisant le logiciel Arcgis

La surface est environ $S = 2675 \text{ Km}^2$

2) **Le périmètre** : $P = 342 \text{ Km}$

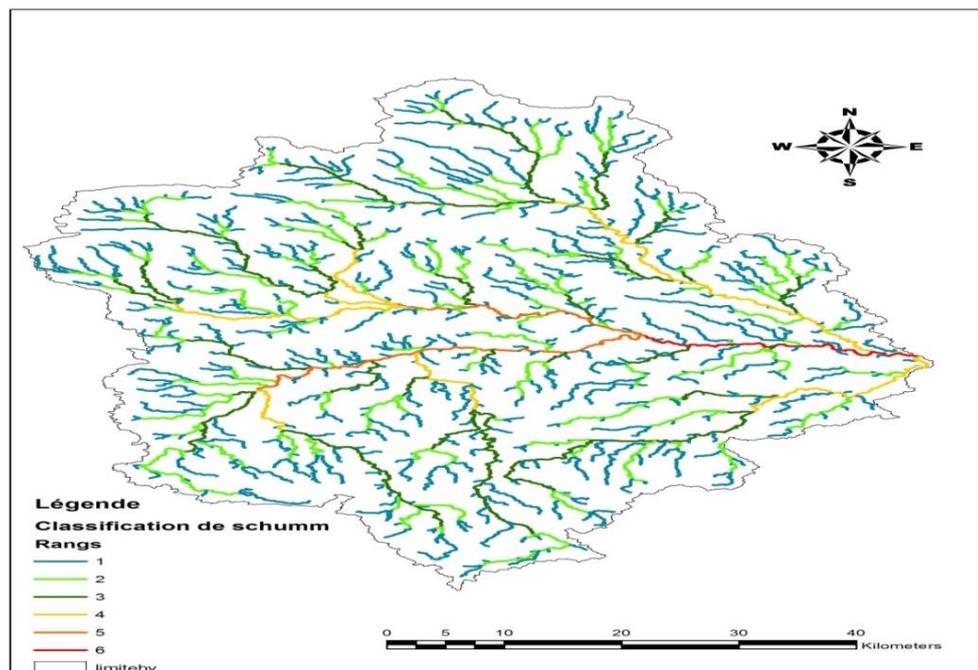


Figure I.3. Classification de Schumm

3) **Longueur du talweg principal** :

$L_{cp} = 73.5 \text{ Km}$

II.1.3. Caractéristiques hydromorphologiques :

1) **Indice de compacité de Gravelius "Kc": [1]**

Cet indice caractérise la forme du bassin versant, La forme d'un bassin versant influence l'allure de l'hydrogramme à l'exutoire du bassin versant. Par exemple, une forme allongée favorise, pour une même pluie, les faibles débits de pointe de crue, ceci en raison des temps d'acheminement de l'eau à l'exutoire plus importants.

$$K_c = \frac{\text{perimetre du bassin versant}}{\text{perimetre du cercle de surface équivalente}} = \frac{p}{p'} = \frac{p}{2\pi R}$$

$$K_c = \frac{p}{2\pi \sqrt{S/\pi}} = 0.282 \frac{P}{\sqrt{S}} \quad K_c = 0.282 \frac{342}{\sqrt{2675}} = 1.86 \quad K_c > 1$$

Donc on peut dire que notre bassin est de forme allongé

2) Coefficient d'allongement : [1]

Ce coefficient est obtenu par la relation :

$$C_a = L_{cp}^2 / S \qquad C_a = 2.01$$

L_{cp} : la longueur du talweg principal

S : la superficie du bassin versant.

3) Rectangle équivalent: [1]

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

$$P = 2(L + l) \qquad \text{et} \qquad S = L \times l$$

La longueur L et la largeur l en Km sont données par la résolution de P et S

$$\text{La longueur } L = \frac{Kc \cdot \sqrt{S}}{1,12} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{Kc} \right)^2} \right] \dots\dots\dots(\text{II.1})$$

$$\text{La largeur } l = \frac{Kc \cdot \sqrt{S}}{1,12} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{Kc} \right)^2} \right] \dots\dots\dots(\text{II.2})$$

L : longueur du rectangle équivalent en (Km)

l : largeur du rectangle équivalent en (Km)

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

Kc : Indice de compacité de Gravelius

Donc $L=154.47$ km et $l=17.32$ Km

II.1.4. Le relief

L'influence du relief sur l'écoulement se conçoit aisément, car de nombreux paramètres hydrométéorologiques varient avec l'altitude (précipitations, températures, etc.) et la morphologie du bassin. En outre, la pente influe sur la vitesse d'écoulement. Le relief se détermine lui aussi au moyen d'indices ou de caractéristiques suivants :

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 (Fig. 2.2). Elle exprime ainsi la superficie du bassin ou le pourcentage de superficie, au-delà d'une certaine altitude.

Tableau II.1 : Répartition en % des surfaces partielles et cumulées.

Altitudes (m)	Surfaces partielles (km ²)	Surfaces partielles (%)	Surfaces cumulées (%)
1800—1807	0.7	0.025	0.025
1700—1800	1.3	0.047	0.072
1600—1700	3	0.108	0.18
1500—1600	5	0.180	0.36
1400—1500	14	0.506	0.866
1300—1400	27	0.975	1.841
1200 – 1300	80	2.893	4.734
1100 – 1200	152	5.497	10.231
1000 – 1100	225	8.137	18.368
800 – 900	421	15.226	33.594
700 – 800	901	32.585	66.179
600 – 700	800	28.933	95.112
533 – 600	136	4.918	100

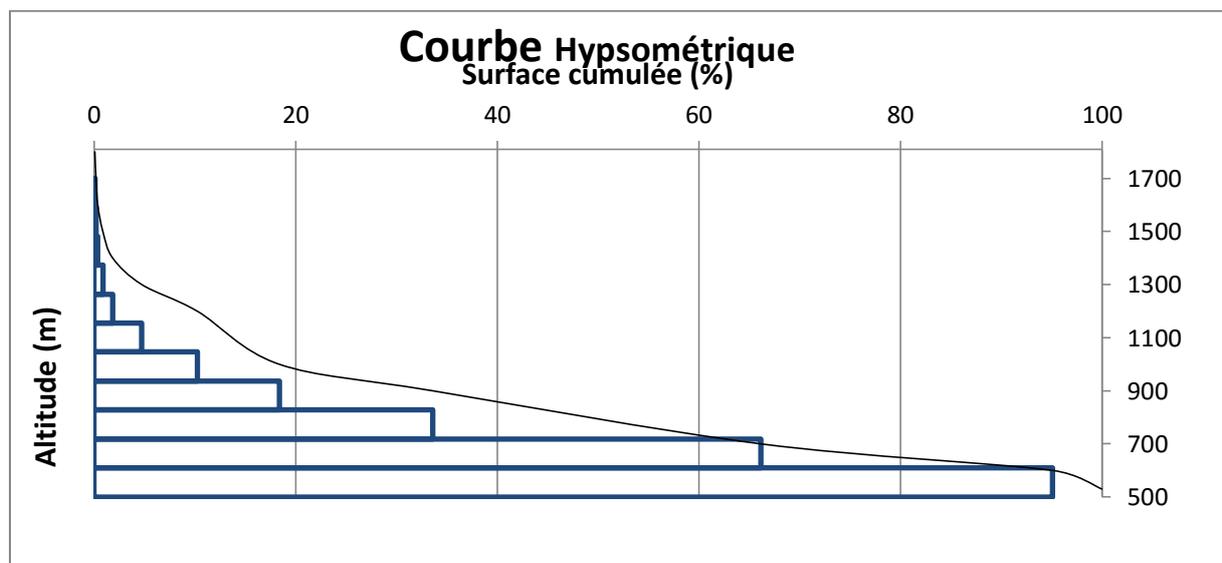


Figure I.4. Représentation des courbes hypsométriques

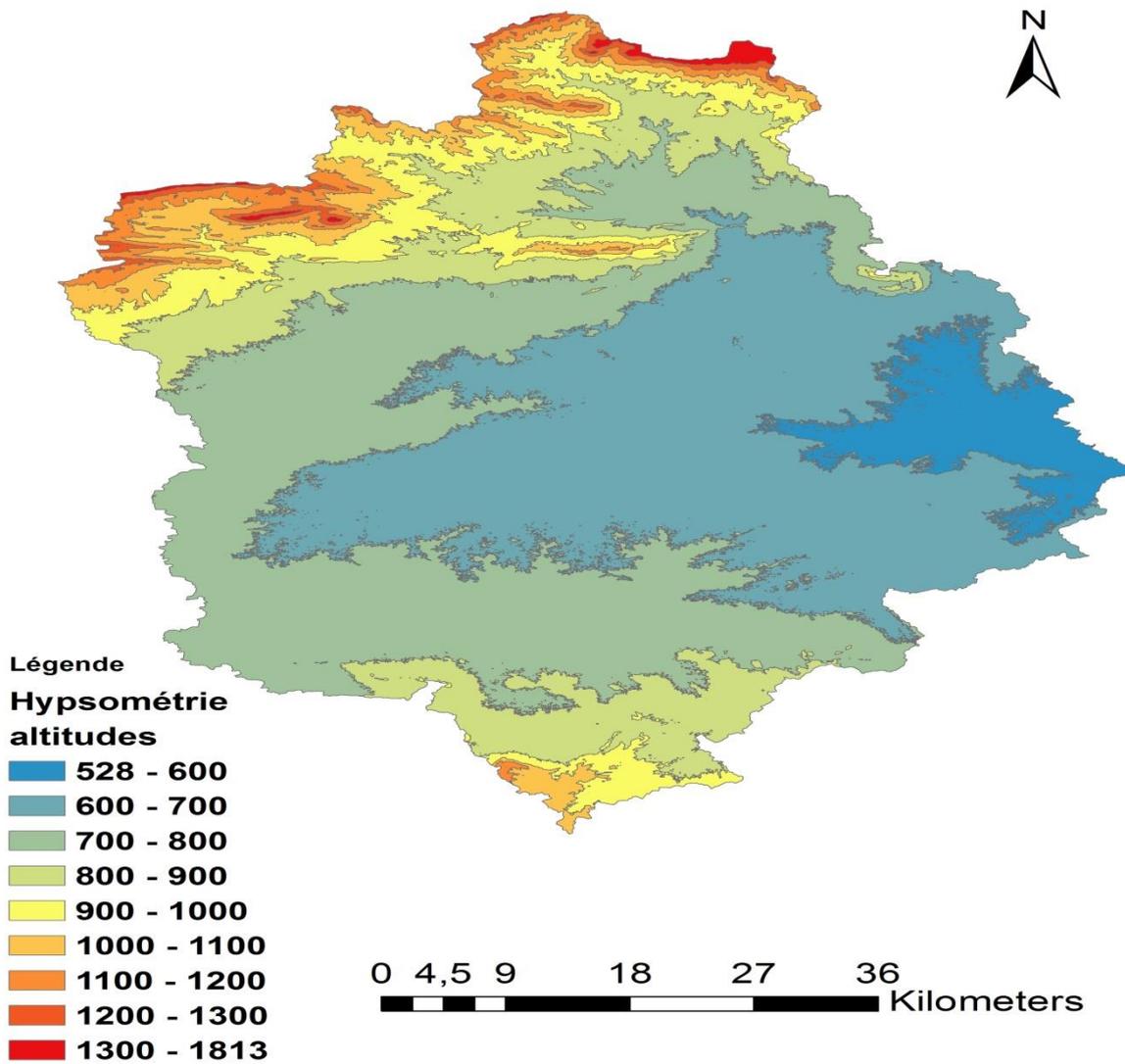


Figure.I.5 Hypsométrie des bassins versants de l’oued El Ham (Logiciel Arcgis)

2) Les altitudes caractéristiques :

- L’altitude moyenne

L’altitude moyenne est donnée par la formule suivante :

$$H_{moy} = \frac{\sum_{i=1}^n S_i H_i}{S} \dots\dots\dots (II.3)$$

- Où,
- H_{moy} : altitude moyenne du bassin (m) ;
 - S_i : aire comprise entre deux courbes de niveau (km²) ;
 - H_i : altitude moyenne entre deux courbes de niveau (m) ;
 - S : superficie totale du bassin versant (km²).

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

$$H_{\text{moy}} = 762 \text{ m}$$

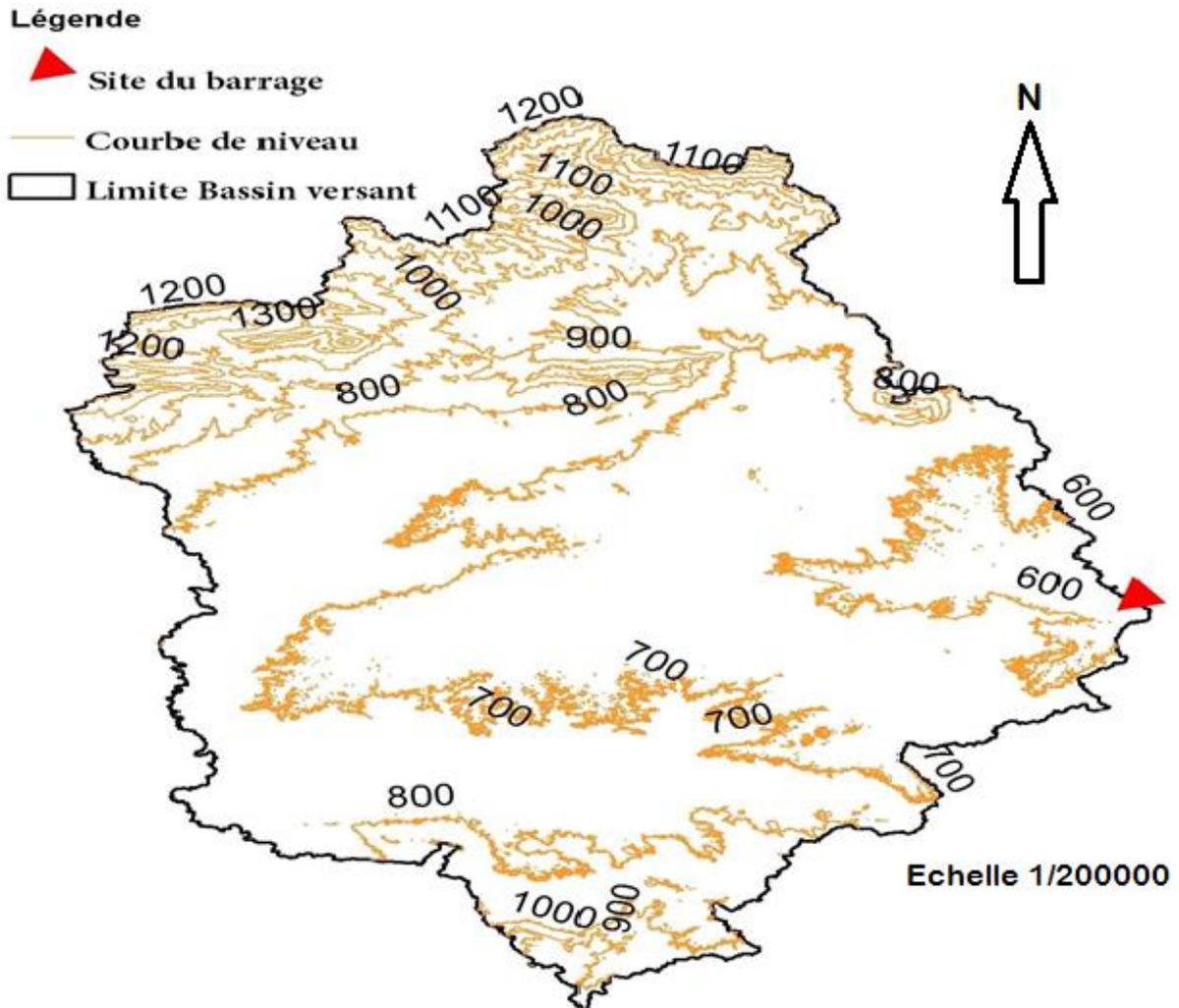


Figure I.6 courbe de niveau du bassin versant d'oued El Ham

- **L'altitude maximale et minimale**

Elles sont obtenues directement à partir de cartes topographiques. L'altitude maximale représente le point le plus élevé du bassin tandis que l'altitude minimale considère le point le plus bas, généralement à l'exutoire. Ces deux données deviennent surtout importantes lors du développement de certaines relations faisant intervenir des variables climatologiques telles que la température, la précipitation et le couvert neigeux. Elles déterminent l'amplitude altimétrique du bassin versant et interviennent aussi dans le calcul de la pente, donc d'après la carte topographique

$$H_{\max} = 1807 \text{ m NGA}$$

$$H_{\min} = 530 \text{ m NGA}$$

- **L'altitude médiane**

L'altitude médiane correspond à l'altitude lue au point d'abscisse 50% de la surface totale du bassin, sur la courbe hypsométrique, d'après la courbe hypsométrique (Figure III.3) on a :

$$H_{50\%} = 945 \text{ m NGA}$$

- **Indice de pente globale I_g :**

$$I_g = \frac{D}{L} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} = \frac{1200 - 600}{154.47}$$

Tel que L : longueur de rectangle équivalent (Km)

$$L = 154.47 \text{ Km}, \quad H_{5\%} = 1300 \text{ m} \text{ et } H_{95\%} = 600 \text{ m} \text{ donc } I_g = 3.38 \text{ m/km}$$

- **Indice de pente de roche I_p :**

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \left[\sum_{i=1}^n \sqrt{S_i (H_i - H_{i-1})} \right] \dots \dots \dots (\text{II.4})$$

Tel que : L : longueur de rectangle équivalent en (m) et

S_i : surface partielle en (%) comprise entre 2 courbes de niveau consécutives

$$I_p = 0.067 \text{ m/m}$$

- **Pente moyenne du bassin :**

La pente moyenne est une caractéristique importante qui renseigne sur la topographie du bassin. Elle est considérée comme une variable indépendante. Elle donne une bonne indication sur le temps de parcours du ruissellement direct

$$I_m = \frac{\Delta H (0.5L_1 + L_2 + L_3 + \dots + 0.5L_n)}{S} \quad \text{tel que:}$$

ΔH : dénivelée (m)

L_i : longueur de la courbe de niveau d'ordre 1, 2 N

$$I_m = 7.5 \%$$

II.1.5. Caractéristiques du réseau hydrographique

Le réseau hydrographique se définit comme l'ensemble des cours d'eau naturels ou artificiels, permanents ou temporaires, qui participent à l'écoulement. Le réseau hydrographique est sans doute une des caractéristiques les plus importantes du bassin. Le réseau hydrographique peut prendre une multitude de formes. La différenciation du réseau hydrographique d'un bassin est due à quatre facteurs principaux.

1) densité de drainage D_d : [1]

$$D_d = \frac{\sum L_i}{S} \quad L: \text{ la longueur totale de tous les thalwegs } \quad \sum L_i = 2476 \text{ Km}$$

S : la surface totale de bassin versant

$$D_d = 0.93$$

La densité de drainage dépend de la géologie (structure et lithologie) des caractéristiques topographiques du bassin versant

2) Temps de concentration T_c :

Le temps de concentration t_c c'est le temps que met la particule d'eau la plus éloignée pour arriver à l'exutoire. Il peut être calculé par plusieurs formules

- **2) Formule de Giandotti [1]**

$$t_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5 L_{cp}}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \dots\dots\dots(\text{II.5})$$

Où, S : Surface du bassin versant en (Km^2) ;

L_{cp} : longueur du cours d'eau principale en (Km);

H_{moy}/ H_{min} : Altitude moyenne/minimale du B.V (m).

- **Formule de California [1]**

$$t_c = \left(\frac{0.87 L^3}{H_{max} - H_{min}} \right)^{0.386} \dots\dots\dots(\text{II.6})$$

Où, L_{cp} : longueur du cours d'eau principal, $L_{cp} = 73.5$ Km ;

H_{max} : altitude max du bassin versant (m) ;

H_{min} : altitude min du bassin versant (m).

- **Formule de Kirpich [1]**

$$t_c = 0.6615 L_{cp}^{0.77} i_{moy}^{0.385} \dots\dots\dots(\text{II.7})$$

Où, L_{cp} : Longueur du cours d'eau principal (km) ;

i_{moy} : Pente moyenne du bassin versant.

Les résultats de calcul pour toutes les formules sont récapitulés

Tableau II.2 : Calcul de temps de concentration

Formule	Valeur (heure)
Giandotti	22.04
California	8.7
Kirpich	6.68

Le site du bassin versant est caractérisé par une topographie peu mouvementée et une pente moyenne faible $I_m=7.3\%$, et étendue (Indice de compacité de Gravelius =1.9), de plus le site est caractérisé par une végétation qui peut freiner la particules d'eau (les herbe au cours d'eau principale) , par conséquent on prend la valeur de 22.04 de Giandotti .

Tableau II.3. Récapitulatifs des caractéristiques hydromorphométriques :

Désignation		Symbole	Unités	Valeur
Superficie		S	Km ²	2765
Périmètre		P	Km	342
Longueur du thalweg principal		L _p	Km	73.5
Pente du thalweg principal		I	m/km	7.8
Indice de compacité		K _C	-	1.86
Coefficient d'allongement		Ca	-	2.01
Rectangle équivalent	longueur	L _r	Km	154.47
	largeur	l _r	Km	17.32
	moyenne	H _{moy}	M	762
	médiane	H _{med}	M	945
	minimale	H _{min}	M	533
Pente moyenne de B.V		I _{moy}	%	7.5
Indice de pente globale		I _g	m/Km	3.38
Indice de pente de roche		I _{pm}	m/m	0.067

Densité de drainage	D_d	Km/Km ²	0.93
Temps de concentration	T_c	H	26.48

II.2.Caractéristiques climatologiques

Les conditions climatiques jouent également un rôle important : les climats ayant des précipitations réparties également tout au long de l'année auront des densités de drainage plus faibles que les régions à climat très contrasté comme les zones semi-arides.

II.2.1.Données de la température

Le paramètre climatique le plus important en ce qui concerne l'exploitation de la future retenue de Koudiat Ben Aida, c'est l'évaporation. L'évaporation dépend de la température de l'air, de la vitesse du vent, de l'ensoleillement, de l'humidité de l'air, etc. De ces paramètres, le plus important est clairement la température, laquelle est fortement liée à l'altitude.

On dispose des températures moyennes de l'air observées sous abri à la station climatique de M'Sila, localisée environ 62 km à l'est du site du barrage.

En partant de ces valeurs et en utilisant comme facteur correctif pour les variations d'altitude le gradient adiabatique, de l'ordre de $-0,65^{\circ}\text{C}/100\text{m}$, on obtient pour le site du barrage en étude, les valeurs indiquées dans le tableau:

Tableau II.4 : Variation annuelle de température.

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avri	Mai	Jui	Juill	Aou	Moy
$T_{\text{moy}} (^{\circ}\text{C})$	25.4	19.5	19.9	8.4	7.4	9.2	13.3	17	22.1	29.9	31.2	30	18.9

D'après le **Tableau II.4** les températures moyennes mensuelles maximales sont atteintes en juillet et août, elles varient entre 31.2°C et 30°C . Alors que les températures moyennes mensuelles minimales s'observent en janvier atteignant parfois $7,4^{\circ}\text{C}$.

II.2.2.L'évaporation

En ce qui concerne les valeurs de l'évaporation potentielle, nous avons utilisé les valeurs estimées par l'ANRH. La carte de l'évapotranspiration potentielle (ETP) établie par l'ANRH, présente des valeurs de l'évapotranspiration potentielle estimées à partir de l'utilisation de la méthode de Penman, ajustée aux observations faites en Algérie. Les valeurs de l'ETP sont valables pour des grandes extensions humides et il ne sera donc pas nécessaire de leur appliquer des facteurs de correction pour estimer les pertes sur la retenue.



Figure II.7. Evaporation potentielle aux sites du barrage (Extrait de la carte de l’ANRH)

À partir de la carte de l’ANRH, présentée dans la figure 2,1, on peut estimer une valeur moyenne de l’ETP d’environ 1620 mm/an, pour le site du barrage de Koudiat Ben Aida. Sur le bassin versant l’évaporation moyenne sera de l’ordre de 1509 mm/an.

Selon la méthode proposée par l’ANRH, l’évaporation mensuelle sur un site donné est fonction de la température mensuelle et du nombre d’heures de soleil du mois, elle étant proportionnelle à l’expression suivante :

Tableau II.5. Evapotranspiration mensuelle pour le site du barrage et le bassin versant

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avri	Mai	Jui	Juill	Aou	Année
Etp cuvette mm	163	115	62	42	41	46	92	125	189	232	247	241	1620
Etp bassin versant mm	153	107	56	36	35	40	83	115	176	219	260	228	1509

Tel que : $ETP_m = k (H-187) (0,032 t + 0,077)$

II.3.la pluviométrie :

La distribution géographique des stations pluviométriques est homogène, avec près de la moitié des postes localisés dans les bassins versants et les restantes stations autour des mêmes. La partie sud-ouest des bassins versants c'est la partie avec moins des postes et la partie nord-ouest c'est la partie où la concentration des postes est supérieure.

La figure 3.1 montre bien que le cours d'eau principale d'Oued el Ham se situe entre la station, 05.01.01 en amont et la station 05.03.01 en aval donc on va utiliser ces deux stations par la suite.

Tableau II.6: les stations pluviométriques utilisées:

code	Nom	Z (m NGA)
05-03-01	Ain Lahdjel	544
05-01-01	(-)	681

Les pluies mensuelles et maximales journalières des stations 05.03.01 et 05.01.01 sont données à l'annexes 1 (source ANRH)

Tableau II.7: – Caractéristiques des stations hydrométriques dans la région du BV

Station	Altitude (m)	Coordonnées		Période de fonctionnement	Années
		Lat.(°N)	Long.(°E)		
01.11.02 Had-Sahary	852	35,35	3,36	1954-1967/04	37
01.11.03 Birine	745	35,64	3,22	1954/61-1967/73	12
01.11.04 Ain Boucif	1135	35,89	3,16	1922/48-1953/58-1967/83-1985/02	59
05.01.01 (-)	681	35,91	3,62	1954/56-1967/05	40
05.01.02 Chellalat et Adhaouara	996	35,94	3,40	1952/56-1968/04	40
05.01.03 Maamora	827	36,03	3,55	1968/95-1999/00	28
05.02.01 Ain El Gaza	696	35,77	3,39	1968/97	29
05.03.01 Ain El Hadjel	544	35,68	3,88	1990/04	13
05.03.02 Ain El Hadjel	544	35,67	3,88	1934/56-1966/74-1978/79	23
05.03.03 (-)	720	35,47	3,82	1970/73-1975/79-1981/85	8
05.04.01 Sidi Aissa	669	35,89	3,78	1904/61-1965/78	66
05.04.02 Dirah	791	36,00	3,76	1921/26-1968/04	42
05.04.05 (-)	505	37,70	3,99	1987/04	16
05.05.02 (-)	529	35,74	4,00	1973/92-2001/04	22
05.06.01 Sidi Ameur	792	35,38	3,90	1975/85-1996/05	15
05.07.01 Chellal	410	35,52	4,38	1967/96-1998/05	36
05.07.02 (-)	440	35,45	4,19	1914/39-1942/59-1968/05	75
05.07.03 (-)	450	35,62	4,26	1952/58-1968/93-1998/05	37
05.10.09 Tarmount	590	35,82	4,28	1973/96-1998/05	30
09.01.04 Souagui	852	36,13	3,26	1970/03	33
09.03.01 Djouab	867	36,4	3,43	1970/03	33
09.03.14 Dechmya	948	36,13	3,58	1975/97-1999/05	26
15.01.01 Sour El - Ghozlane	882	36,15	3,69	1901/48-1967/69-1973/10	84
15.01.03 El Hachimia	731	36,22	3,82	1922/27-1961/62-1970/10	45
15.02.02 Bordj Okhriss	748	36,08	3,97	1971/91-1999/10	31
15.04.02 Bou Touil	865	36,05	4,27	1969/10	39

(Source ARNH)

II.3.1. Etude fréquentielle des pluies maximales journalières

La station 05.01.01 qui se trouve en amont de Oued el Ham est la mieux adaptée pour cette étude, elle assure une période d'enregistrement de 30 ans avec le comblement des lacunes

Tableau IV.8: – Caractéristiques de l'échantillon (station 05.01.01)

Station	05.01.01
Altitude (m)	681
Années	31
La moyenne	22.68
L'écart type	9.2
Coefficient de variation (Cv)	0.40
Coefficient d'asymétrie (Cs)	- 0.516

(Données ANBT)

1) Ajustement à la loi de Gauss : [1]

Une variable appartient à la distribution normale lorsque sa fonction de répartition est de la forme :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{1}{2}u^2} du \quad (\text{Fréquence au non dépassement}) \dots \dots \dots (\text{II.8})$$

U : variable réduite de Gauss. Elle est donnée par : $u = \frac{x - \bar{x}}{\sigma}$

La transformation $x = \bar{x} + \sigma u$ est l'équation de la droite de Henry sur papier à probabilité gaussienne.

2) Ajustement à la loi de Gumbel : [1]

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

$$F(x) = e^{-e^{-\frac{x-x_0}{\alpha}}} \dots \dots \dots (\text{II.9}) \quad \text{Avec : } y = \frac{x-x_0}{\alpha}$$

y : Variable réduite de Gumbel.

α : paramètre d'échelle $\alpha > 0$

x : Précipitation maximale journalière (mm)

x_0 : Paramètre de position (mode).

On peut écrire : $y = - \ln (- \ln (F (x)))$ et l'équation de la droite de Gumbel est :

$$X = \alpha * Y + X_0$$

3) Ajustement à la loi de Galton : [1]

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

$$F(X) = \frac{1}{\sqrt{2\Pi}} \int_u^{+\infty} e^{-\frac{1}{2}u^2} du \dots\dots\dots(II.10)$$

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

L'équation de la droite de Galton est la suivante :

$$\text{Log } x_{p\%} = \overline{\text{Log } \lambda} + \bar{\sigma} \text{ Log } U_{p\%}$$

II.3.2. Résultats des ajustements :

II.3.2.1. Résultat des ajustements a la loi de Gauss

Tableau II.9. Résultats d'ajustement à la loi de Gauss

Periode de retour (ans)	Probabilité	Pmaxj (mm)	Intervalle de confiance 95%
10000	0.9999	57	47.7 - 66.2
1000	0.999	51.1	43.2 - 59.0
200	0.995	46.4	39.6 - 53.2
100	0.99	44.6	37.8 - 50.4
50	0.98	41.1	35.8 - 47.4
10	0.9	34.5	30.1 - 38.9
5	0.8	30.4	26.6 - 34.2
2	0.5	22.5	19.4 - 25.9

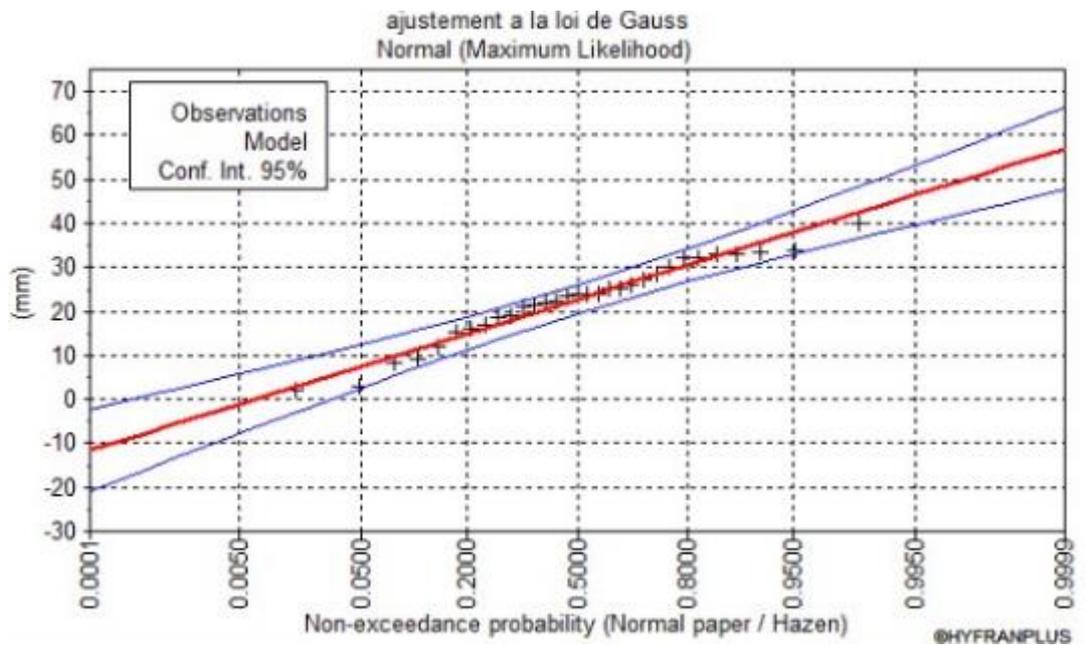


Figure II.9. graphe d’ajustement à la loi de Gauss (Logiciel Hyfran)

Pour vérifier l’adaptation de l’ajustement à la loi de Gauss on a effectué le teste de Khi2 de Pearson:

Les résultats sont illustrés dans le **tableau II.10.**

Tableau II.10. résultat du Test de Khi2 .

Paramètres de teste	Valeur
X ²	2.65 < 5%
P	0.6188

On peut remarquer que la série s’ajuste à la loi Normal.

II.3.2.2. Résultat des ajustements a la loi de Gumbel

Tableau II.11. Résultats d’ajustement à la loi de Gumbel

Periode de retour (ans)	Probabilité	Pmaxj (mm)	Intervalle confiance 95%
10000	0.9999	109	81.8 – 136
1000	0.999	86	65.4 – 107
200	0.995	70.1	53.9 - 86.3
100	0.99	63.2	48.9 - 77.5
50	0.98	56.3	43.9 - 68.8
10	0.9	40	31.9 - 48.2
5	0.8	32.6	26.3 - 38.9
2	0.5	21.5	17.4 - 25.5

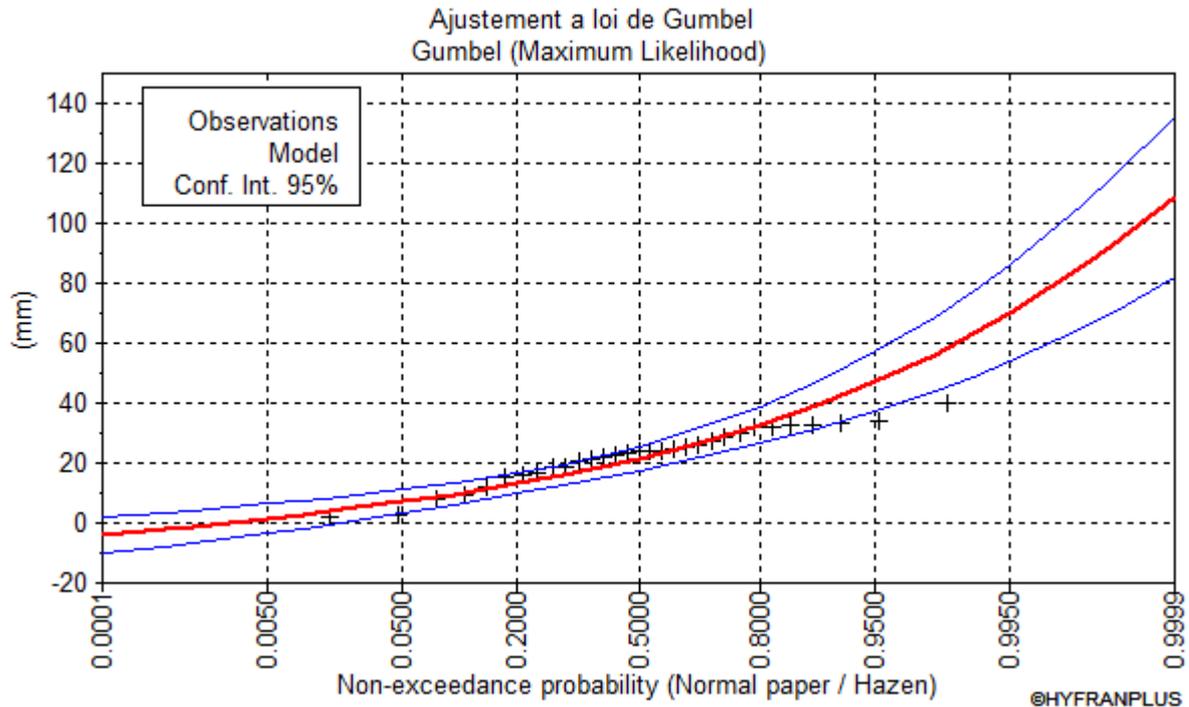


Figure II.10. graphe d’ajustement à la loi de Gumbel (Hyfran)

Pour vérifier l’adaptation de l’ajustement à la loi de Gauss on a effectué le teste de Khi2 de Pearson :

Les résultats sont illustrés dans le **tableau II.12.**

Tableau II.12...résultat du Test de Khi2 .

Paramètres de teste	Valeur
X ²	8.52 >5%
P	0. 0.0744

On remarque que la série ne s’ajuste pas à la loi de Gumbel

II.3.2.3.Résultat des ajustements à la loi de Galton (Log normal)

Tableau II.13. Résultats d’ajustement à la loi Log-Normal

Periode de retour (ans)	Probabilité	Pmaxj (mm)	Intervalle de confiance95%
10000	0.9999	226	76.9 - 376
1000	0.999	150	65.4 - 234
200	0.995	107	54.8 - 159
100	0.99	90.7	49.8 - 132
50	0.98	75.4	44.5 - 107
10	0.9	45.6	31.3 - 60.0
5	0.8	34.2	24.9 - 43.4

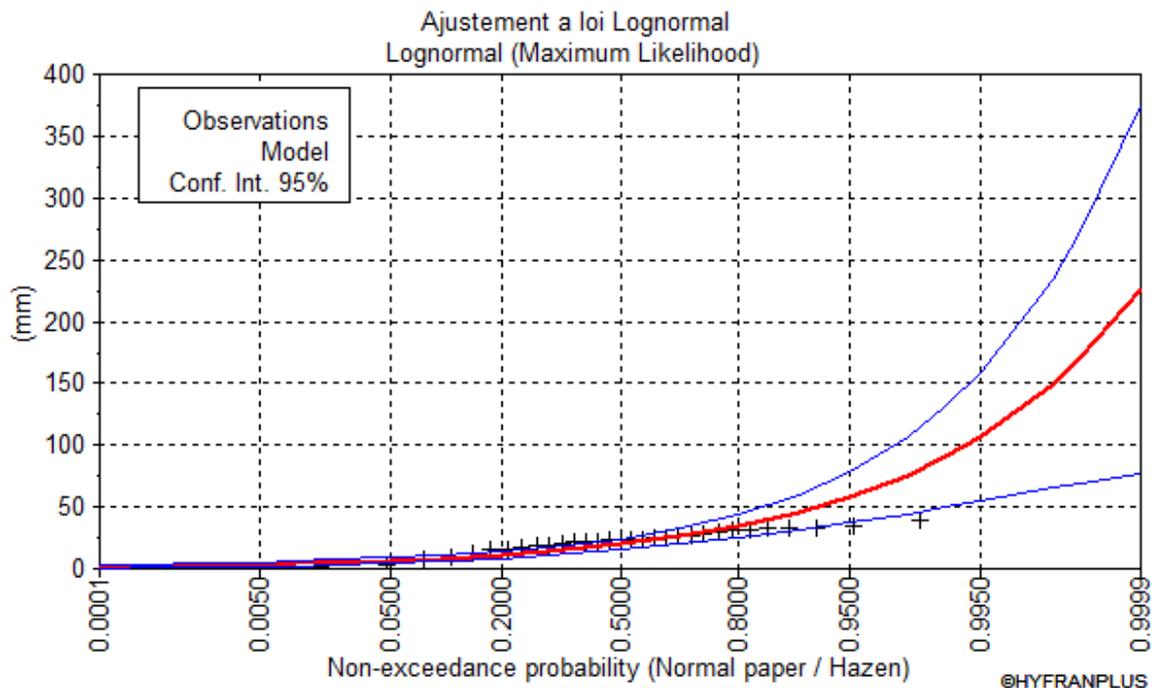


Figure II.11. graphe d’ajustement à la loi Log-Normal (Hyfran)

Pour vérifier l’adaptation de l’ajustement à la loi de Gauss on a effectué le teste de Khi2 :
 Les résultats sont illustrés dans le **tableau II.14.**

Tableau II.12. Résultat du Test de Khi2 .

Paramètres de teste	Valeur
X ²	14.39 > 5%
P	0.0062

La série ne s’ajuste pas à la loi Log-normal.

Remarque : Le test de khi2 de Pearson montre que la loi Normal (Gauss) est la mieux adapté pour notre série.

II.3.3. Pluies de courte durée

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

$$P_{ct} = P_{\max j} \left(\frac{t}{24} \right)^b \dots\dots\dots (II.11)$$

- Où, P_{max t p%} : Pluie de courte durée de même fréquence que P_{max,j,p%} mm ;
- P_{max j p%} : Pluie maximale journalière pour une fréquence donnée mm ;
- t : Temps heure.
- b : Exposant climatique (b = 0,3).

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

$$I_0 = \frac{P_{ct}}{t} \dots\dots\dots (II.12)$$

Tableau II.15: les pluies et les intensités pour différentes périodes de retour

Période d	10		50		100		200		1000	
Temps (h)	Pct	It								
1	12.08786	12.08786	15.45144	15.45144	15.62662	15.62662	16.25729	16.25729	17.90405	17.90405
2	15.1946	7.5973	19.42266	9.711332	19.64287	9.821437	20.43564	10.21782	22.50563	11.25281
3	17.36998	5.789994	22.20337	7.401123	22.45511	7.485036	23.36137	7.787123	25.72771	8.575905
4	19.09982	4.774954	24.41455	6.103637	24.69136	6.172839	25.68787	6.421967	28.28987	7.072468
5	20.55936	4.111871	26.28022	5.256044	26.57818	5.315636	27.65084	5.530169	30.45168	6.090336
6	21.8343	3.63905	27.90993	4.651655	28.22637	4.704395	29.36555	4.894259	32.34008	5.390013
7	22.97374	3.281963	29.36644	4.195205	29.69939	4.24277	30.89802	4.414003	34.02777	4.861111
8	24.00872	3.001091	30.68941	3.836177	31.03737	3.879671	32.28999	4.036249	35.56075	4.445093
9	24.96028	2.773364	31.90575	3.545083	32.26749	3.585277	33.56976	3.729974	36.97015	4.107794
10	25.84338	2.584338	33.03459	3.303459	33.40913	3.340913	34.75748	3.475748	38.27817	3.827817
11	26.66914	2.424467	34.09011	3.099101	34.47662	3.134239	35.86806	3.260732	39.50124	3.591022
12	27.44601	2.287167	35.08316	2.923597	35.48093	2.956744	36.91289	3.076074	40.65191	3.38766
13	28.18063	2.167741	36.0222	2.770938	36.43061	2.802355	37.9009	2.915454	41.74	3.21077
14	28.8783	2.062736	36.914	2.636714	37.33253	2.666609	38.83922	2.77423	42.77337	3.055241
15	29.54333	1.969556	37.76409	2.517606	38.19225	2.54615	39.73364	2.64891	43.75839	2.917226
16	30.17929	1.886205	38.577	2.411063	39.01438	2.438399	40.58895	2.53681	44.70034	2.793771
17	30.78914	1.811126	39.35655	2.315091	39.80277	2.341339	41.40916	2.435833	45.60362	2.682566
18	31.3754	1.743078	40.10595	2.228108	40.56067	2.25337	42.19764	2.344314	46.47197	2.581776
19	31.94023	1.681065	40.82795	2.148839	41.29085	2.173203	42.9573	2.26091	47.30858	2.489925
20	32.48548	1.624274	41.52492	2.076246	41.99572	2.099786	43.69062	2.184531	48.11617	2.405809
21	33.01275	1.572036	42.19891	2.009472	42.67736	2.032255	44.39976	2.114274	48.89715	2.328436
22	33.52346	1.523794	42.85173	1.947806	43.33758	1.96989	45.08663	2.049392	49.65359	2.256981
23	34.01885	1.47908	43.48496	1.89065	43.97799	1.912086	45.75288	1.989256	50.38733	2.190754
24	34.5	1.4375	44.1	1.8375	44.6	1.858333	46.4	1.933333	51.1	2.129167

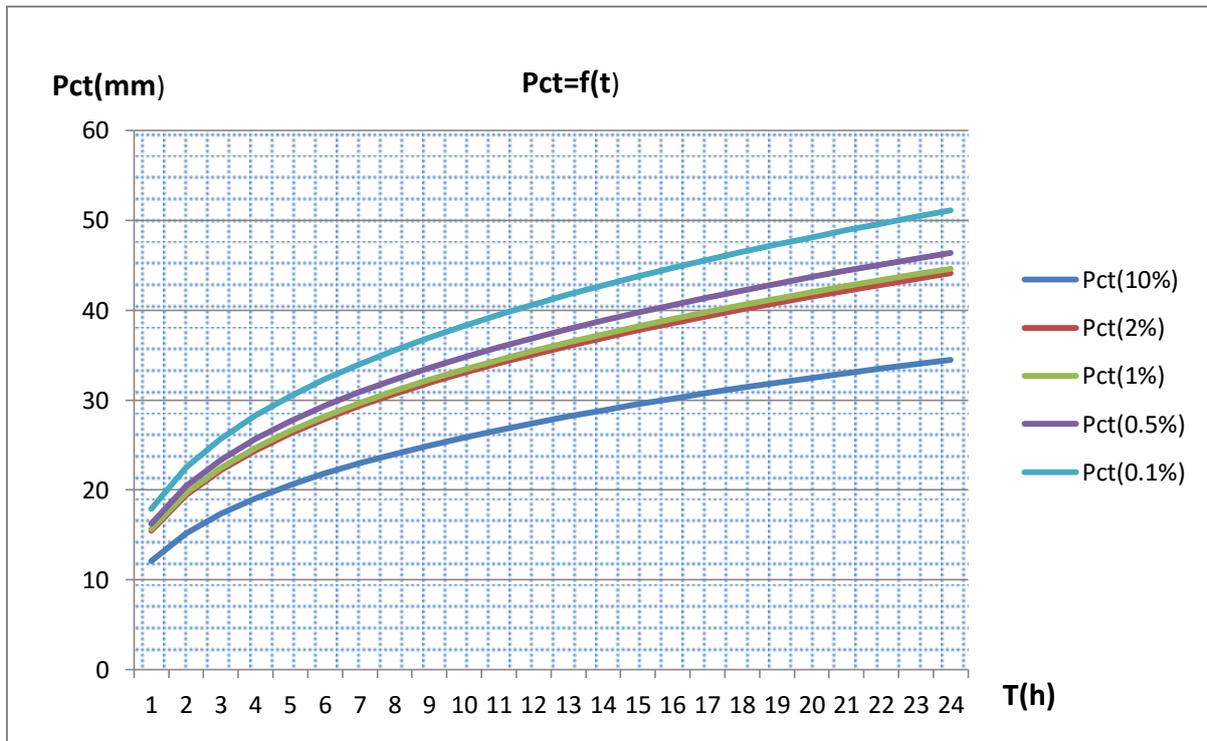


Figure II .12 : représentation des pluies de courte durée en fonction du temps

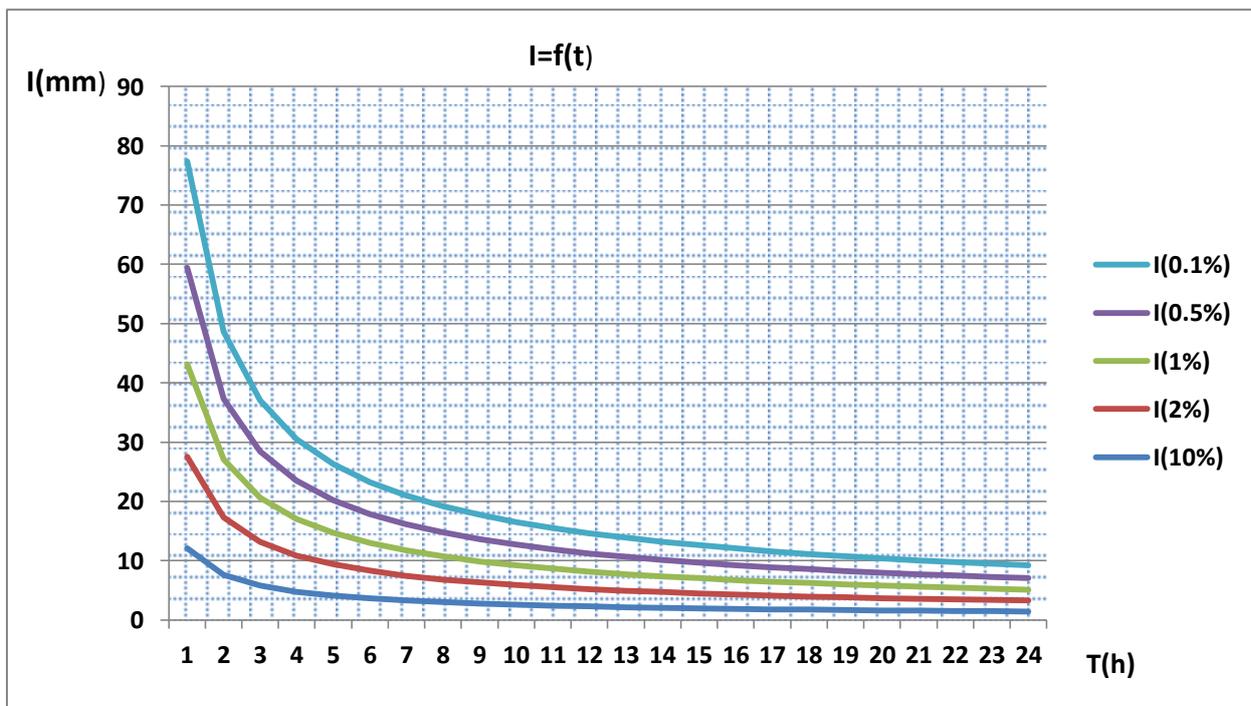


Figure II. 13 : représentation des intensités en fonction de temps

II.4. Etude des apports

II.5. Introduction :

Pour l'étude des apports on procédera à l'estimation des apports mensuels et annuels aux sites du barrage de Koudiat Ben Aida. Comme il a déjà été observé, il y a trois stations de jaugeage sur l'oued El Ham, respectivement les stations 05.01.01, 05.03.01 et 05.05.01.

En ce qui concerne une première idée de l'ordre de grandeur des apports espérés on peut avoir recours à des expressions empiriques et aussi à la carte des écoulements moyens dressée par l'ANRH, laquelle a été développée pour la totalité de l'Algérie et fourni normalement des valeurs assez proches de la réalité.

Tenant compte des résultats obtenus, on propose à la fin du présent les séries mensuelles d'écoulements à utiliser lors des études de simulation de l'exploitation des retenues.

II.4.1. Le traitement statistique des pluies annuelles

Avant l'utilisation des pluies moyennes annuelles dans le calcul des apports on doit tout d'abord vérifier 2 critères: (**Pluies mensuelles et annuelles Annexe 2**).

a) L'homogénéisation des données

Les échantillons sont dits homogènes, s'ils sont caractérisés par une même loi de probabilité et par les mêmes paramètres, les données recueillies sont alors considérées comme extraites d'une même population (**Lamas, 1993**).

On est dans la possibilité d'utiliser les tests suivant :

- Teste des doubles masses
- Teste de WILCOXON
- Teste de la médiane (MOOD)

Dans notre cas, on opte pour le teste de Wilcoxon

1) Teste de WILCOXON

En coupe notre série des pluies annuelles en deux parties de tailles différentes. La première appelée X commence en 1970 et se termine en 1987 et la deuxième appelée Y de 1988 jusqu'à 2003.

Pour qu'elle soit homogène, il faut que la condition suivante soit vérifiée : $W_{\min} < W_y < W_{\max}$

$$W_{\min} = (((N_1 + N_2 + 1) * N_1 - 1) / 2) - \mu_{(1-\alpha)/2} * ((N_1 * N_2 * (N_1 + N_2 + 1)) / 12)^{0.5}$$

N_1 : taille de la série X

N_2 : taille de la série Y

$\mu_{(1-\alpha)/2}$: variable réduite de GAUSSE, pour un seuil de confiance de 95%, $\mu_{(1-\alpha)/2} = 1.96$

W_y : somme des rangs des valeurs de la série Y , $W_{\max} = (N_1 + N_2 + 1) N_1 - W_{\min}$

Les résultats sont illustrés dans le **Tableau II.16**

X	Y	X U Y	XUYclassé	Rang	X	Y	XUY	XUY classé	Rang
210.5	112.2	210.5	102	1	--	--	272	225.5	22
374.4	177.4	374.4	105	2	--	--	157.2	225.6	23
378.7	176.1	378.7	112.2	3	--	--	102	243.1	24
224.5	243.1	224.5	133.4	4	--	--	364.5	245.2	25
225.6	141	225.6	140.2	5	--	--	382.3	272	26
304.7	105	304.7	141	6	--	--	147.6	304.7	27
314	340.8	314	147.6	7	--	--	207.9	314	28
190.7	175.3	190.7	147.9	8	--	--	218	340.8	29
185.8	272	185.8	157.2	9	--	--	140.2	364.5	30
245.2	157.2	245.2	175.3	10	--	--	225.5	374.4	31
208.5	102	208.5	176.1	11	--	--	133.4	378.7	32
197.6	364.5	197.6	177.4	12	--	--	206.3	382.3	33
147.9	382.3	147.9	185.8	13	--	--	418.3	418.3	34
	147.6	112.2	190.7	14	--	--			
	207.9	177.4	197.6	15	--	--			
--	218	176.1	206.3	16	--	--			
-	140.2	243.1	207.9	17	--	--			
--	225.5	141	208.5	18	--	--			--
	133.4	105	210.5	19					
	206.3	340.8	218	20					
	418.3	175.3	224.5	21					

On a $N_1 = 13$ et $N_2 = 21$

On obtient : $W_{\min} = 347.771$

$W_y = 384.654$

$W_{\max} = 417.415$ d'où on peut conclure que cette série est **homogène**.

b) Test d'indépendance

L'application des méthodes statistiques repose sur la validité de certaines hypothèses de base relative à la constitution de l'échantillon observé.

Dans cette étude, nous avons appliqué le test de Wald-Walfowitz à toutes les séries recueillies sur des pas de temps mensuels.

La statistique du test est calculée comme suit :

$$R = \sum_{i=1}^{n-1} x_i x_{i+1} + x_n x_1$$

Pour n suffisamment grand, cette statistique suit une distribution normale de moyenne et de variance :

$$E[R] = \frac{(S_1^2 - S_2)}{n-1} \dots\dots\dots(\text{II.13})$$

$$Var[R] = \frac{(S_2^2 - S_4)}{n-1} + \frac{(S_1^4 - 4S_1^2 S_2 + 4S_1 S_3 + S_2^2 - 2S_4)}{(n-1)(n-2)} - \{E[R]\}^2 \dots(\text{II.14})$$

$$S_k = \sum_{i=1}^n x_i^k \quad S_k : \text{Moment d'ordre } k \text{ de l'échantillon}$$

La valeur statistique $T = \frac{R - \bar{R}}{\sqrt{Var(R)}}$ suit une distribution normale centrée réduite N(0,1), et est utilisée pour tester à un niveau de signification, l'hypothèse d'indépendance en comparant la valeur absolue de T avec la valeur normale centrée réduite $U_{\alpha/2}$ correspondant à la probabilité de dépassement de $\alpha/2$, Si T est inférieure à $\alpha/2$ l'hypothèse d'indépendance est vérifiée, celle-ci est rejetée dans le cas contraire.

Les résultats sont illustrés dans le **Tableau II.17**

T Pluies Annuelles	0.927
U $\alpha/2$ ($\alpha=5$)	1.96

On peut conclure que les observations données sont **indépendantes**.

II.4.2. Estimation des écoulements avec les expressions empiriques

L'Apports annuels: Ensemble des écoulements superficiels passant par l'exutoire d'un bassin versant durant une année.

De nombreuses estimations des apports, existent en Algérie, quelques-unes entre elles sont employées pour approcher au mieux la valeur de l'apport moyen annuel.

Ils peuvent être appréciés :

- en **volume annuel (V)**, exprimé en m³;
- en **débit moyen annuel (Q)**, défini en m³/s, égal au volume (V) divisé par le nombre de secondes dans l'année;
- en **lame d'eau écoulée annuelle (Le)**, exprimée en mm, correspondant à la hauteur d'eau fictive qu'atteindrait le volume écoulé (V) s'il était uniformément réparti sur une surface horizontale de superficie (S) égale à celle du bassin versant.

On a:

$$A_0 = L_e * S \dots\dots\dots(\text{II.15})$$

Où, A_0 : apport moyen annuel ;

L_e : lame d'eau écoulée (mm);

S : surface du bassin versant (km²), $S = 2765$

Comme indiqué plus haut, le site du barrage coïncide avec le site de la station hydrométrique 05.03.01, et 05.01.01 en amont, ainsi les estimations des écoulements seront les mêmes.

La faible pluviométrie observée sur les bassins, rend difficile l'estimation des apports sur l'oued en utilisant des méthodologies alternatives. En effet, une fois que l'écoulement est la différence entre la précipitation et l'évaporation réelle, lorsque la précipitation est réduite l'analyse des écoulements devient nécessairement plus incertaine. La plupart des expressions disponibles ont été développées pour des conditions générales et ne donnent des résultats fiables.

● **Formule de Deri-Sarvary (1985) [5]**

Selon cette expression on a :

$$A = 0,915 \times (P / 1000)^{2,684} \times S^{0,842} (\text{hm}^3) \dots\dots\dots (\text{II.16})$$

Où A est l'apport annuel moyen (hm³), P est la précipitation annuelle moyenne (mm) et S est la superficie du bassin versant (km²).

L'écoulement spécifique annuel moyen (mm) est calculé à partir de l'expression suivante :

$$E = (A \times 1000) / S (\text{mm})$$

Où E est l'écoulement spécifique annuel moyen (mm), A est l'apport annuel moyen (hm³) et S est la superficie du bassin versant (km²).

On aura donc pour les différentes sections :

- **Formule de Samie [1]**

$$L_e = (P_{moy})^2(293 - 2.2\sqrt{S}) \dots \dots \dots (II.17)$$

Avec :

P_{moy} : précipitation moyenne interannuelle (mm), $P_{moy} = 228.7$ mm

- **Formule de Turc [1]**

Cette formule a été établie à partir des observations faites sur des bassins versants situés dans des climats différents du globe, elle donne le déficit d'écoulement D.

$$L_e = P_{moy} - D \dots \dots \dots (II.18)$$

D : Déficit de l'écoulement (mm). Tel que :

$$D = \left(\frac{P_{moy}}{0,9 + \left(\frac{P_{moy}}{L}\right)^2} \right)^2 \dots \dots \dots (II.19)$$

L : Variable théorique tel que : $L = 300 + 25t_o + 0,05 t_o^3$

T_o : Température moyenne annuelle = 18,82 °c

- **Formule de Deri II [1]**

On a
$$A_0 = 0,5131 * P_{moy}^{2,683} * D_d^{0,5} * S^{0,842} (10^6 m^3) \dots \dots \dots (II.20)$$

Où, P_{moy} : Pluie moyenne annuelle (m) ;

S : Superficie du bassin versant (Km²) ;

D_d : Densité de drainage (km/km²).

- **Formule de l'A.N.R.H [1]**

$$A_0 = 0,915 P_{moy}^{2,648} S^{0,842} (10^6 m^3) \dots \dots \dots (II.21)$$

Où, A_0 : Apport moyen annuel (Hm³) ;

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

S : Superficie du bassin versant (Km²)

Tableau II.18. Résultats des estimations des apports moyens annuels

Formule	Lame d'eau écoulée mm	Apport moyen annuel Hm ³
Formule de Deri-Sarvary	15.6	37.3
Formule de Samie	35.3	57.3
Formule de Turc	30.7	43.8
Formule de Deri II	25	27.7
Formule de l'A.N.R.H	31.78	47.6

Conclusion :

On peut conclure pour une première estimation que l'apport moyen annuel est au voisinage de 30Hm³, cependant pour choisir l'apport le mieux adapté à la réalité on doit utiliser les enregistrements de la station hydrométrique (05.03.01).

II.4.3.calcul des apports : (Station hydrométrique 05.03.01)

La station hydrométrique 05.03.01 se trouve près de l'axe du barrage, elle assure une durée de 30 ans d'enregistrement (Données ANBT : Voir annexe 3).

On trouve que l'apport moyen annuel est **de 27.52Hm³**, cette valeur est dans la plage des valeurs calculées en haut et donc on peut dire que les valeurs enregistrées sont assez significatives.

II.4.4.Caractéristiques de l'écoulement

a. Module de l'écoulement

Il est donné par la formule :

$$M_e = \frac{A_0}{T} \dots\dots\dots(\text{II.22})$$

Avec :

A_0 : apport moyen annuel (litres).

T : Temps, année en secondes T = 31 536 000 s

Soit : $M_e=169.71$ l/s

b. Module de l'écoulement relatif (M_0)

$$M_0 = \frac{M_e}{S} \dots\dots\dots(\text{II.23})$$

M_0 : Module de l'écoulement (l/s) ;

S : Superficie du bassin (Km²).

A.N : $M_0 = 0,06 \text{ l/s/km}^2$

c. Lamme d'eau écoulée

$$L_e = \frac{A_0}{S} \dots\dots\dots(\text{II.24})$$

Soit : $L_e=1 \text{ mm}$

d. Coefficient de l'écoulement

$$C_e = \frac{L_e}{P_{moy}} \dots\dots\dots (\text{II.25}) \quad \text{Tel que } P_{moy} = 228.7\text{mm}$$

Soit : $C_e=0.083$

II.4.5. Analyse fréquentielle des apports

Pour l'estimation fréquentielle des apports on utilise soit le modèle logarithmique, soit le modèle de Pearson III. Cependant, en Algérie les apports suivent la loi Person III de façon adéquate.

Pour l'estimation des apports liquides mensuels pour le dimensionnement d'un barrage on se base sur la loi Pearson III, qui est comme suit

$$A_{80\%} = [(C_v \cdot F_{P\%}) + 1] \cdot A_0 \dots\dots\dots(\text{II.26})$$

Avec : $A_0 = Q_0 \cdot t$

Sachant que :

C_v : est le coefficient de variation. $C_v=1.07$ et $C_s = 1.42$

$F_{P\%}$ est la fonction de Rybkine-Foster pour une fréquence donnée tirée de la table

Pour une fréquence de 80% $=-0.83$;

Tableau II.19. Les résultats de l'ajustement des apports à la loi de Pearson III

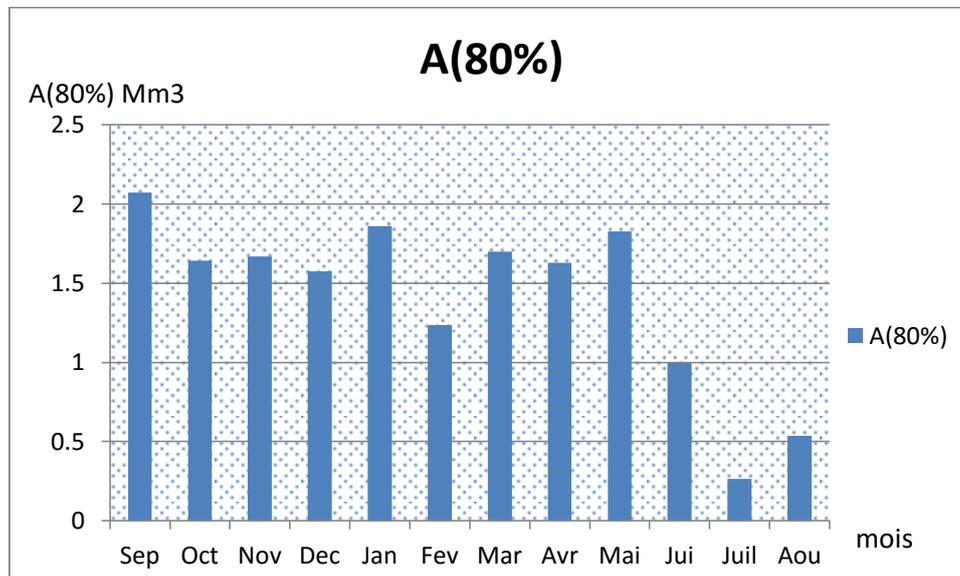
Période de retour	4/5	10	50	100	200	1000
Fréquence (%)	80	10	2	1	0.5	0.1
Apport (Mm ³)	17	129.68	230	266	301	381.7

• La répartition de l'apport de la fréquence 80%

La répartition de l'apport moyen annuel suit la même répartition des pluies moyennes annuelles

Tableau II.20: la répartition de l'apport de la fréquence 80% :

Année	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	annuel
Apport (%)	12.18	9.66	9.81	9.25	10.94	7.25	9.99	9.57	10.751	5.86	1.55	3.156	100,00
Apport (Mm ³)	2.07	1.64	1.66	1.57	1.86	1.23	1.69	1.62	1.82	0.99	0.26	0.53	17

**Figure II.14 :** représentation graphique de l'apport de la fréquence 80%

II.6.Transport Solide

II.5.1.Estimation du transport solide

L'estimation des apports solides est primordiale puisqu'elle intervient dans le dimensionnement des ouvrages hydrotechniques, ces apports solides dépendent en premier lieu de l'agressivité climatique (pluies intenses), de l'étendue du relief du bassin, de la résistance à l'érosion de sol, liée elle-même à la végétation par la présence des racines et à la nature géologique des roches et au régime des pluies et des températures.

L'érosion des bassins versants et l'apport de sédiments par les oueds posent des problèmes significatifs en Algérie et, génériquement, en tous les pays avec climat, topographie et/ou géologie défavorables.

En des conditions géomorphologiques semblables l'érosion atteint des valeurs maximales pour des valeurs moyennes de précipitation annuelle (entre 300 et 600 mm/an). Pour des valeurs supérieures de précipitation, le couvert végétal devient significatif et tend à protéger le sol des effets directs de l'érosion pluviale. Pour des valeurs inférieures de précipitation, la

pluie n'a pas d'énergie suffisante pour éroder significativement le bassin et les oueds n'ont pas d'énergie suffisante pour charrier les sédiments.

Dans la présente étude, les bassins de l'oued El Ham au site du barrage n'est pas dans l'intervalle le plus dangereux (la précipitation annuelle pondérée estimée à 228 mm pour le site de barrage), mais on devra s'attendre à une production significative de sédiments.

Pour l'estimation de l'érosion, on s'est référé sur les formules empiriques les plus utilisées :

- **Formule de Tixeront [10]**

La formule de Tixeront a été développée dans les années 60 à partir des observations sur plus de 40 bassins en Algérie et en Tunisie. Selon Tixeront les apports de sédiments d'un oued peuvent être estimés par l'expression suivante :

$$A = k \cdot R^{0,15}$$

Où A c'est l'apport spécifique moyen (tonnes/km².an), k un coefficient qui dépend des caractéristiques de la région et R le ruissellement annuel moyen (mm).

Selon Tixeront la valeur de K varie entre 92 pour l'Est Algérien, bien arrosé, 354 pour les Bassins Tunisiens et 2000 pour la région centre de l'Algérie.

En 1969, Sogreah indique des valeurs de k variables en fonction de la perméabilité du bassin (8 pour perméabilité élevée, 75 moyenne à élevé, 350 faible à moyenne, 1400 pour perméabilité faible).

Dans le cas présent la perméabilité du bassin sera plutôt moyenne, donc une valeur de K autour de 250 semble raisonnable. Pour notre site la ruissèlement annuel moyen est de 9.4mm.

$$\text{On aura donc : } A = 250 \times 9,4^{0,15} = 35 \text{ t/km}^2.\text{an}$$

Pour une densité des sédiments égale à 1,6 t/m³ on aura un volume spécifique des apports de 21.9 m³/km².an, soit un total de 0,158 hm³/an pour l'oued El Ham au site du barrage.

En considérant une vie utile du barrage de 50 années, le volume total d'apport des sédiments sera de **7.9 hm³**

- **Formule de Fleming [10]**

G. Fleming a étudié le rapport entre le volume des apports moyens et le poids des sédiments transportés pour 250 bassins.

Pour les bassins en régions arides et semi-arides il a dérivé la relation (bonne corrélation) :

$$P_s = 58 V^{0,72}$$

Où P_s c'est le poids des sédiments (1000 tonnes/an) et V c'est le volume moyen des apports en hm³. En utilisant cette relation

On trouve : **$P_s = 591.226 \text{ t/an}$**

Si on admet pour les sédiments un poids spécifique 1,6 t/m³ on arrive à un volume annuel de 0,137 hm³/an. En considérant une vie utile du barrage de 50 années, le volume total d'apport des sédiments sera **6.85 hm³**.

- **Formule de l'USBR [10]**

L'USBR3 a dérivé pour les régions arides et semi arides du Sud-ouest des États-Unis la relation suivante :

$$V_s = 1.098 A^{-0,24}$$

Où V_s c'est le volume des apports solides en m³/km².an, A c'est la superficie de la cuvette en km².

En utilisant cette relation on obtient

$$V_s = 16.5 \text{ m}^3/\text{km}^2.\text{an}$$

Soit un total de 0,23 hm³/an. En considérant une vie utile du barrage de 50 années, le volume total d'apport des sédiments sera de **11.5 hm³**.

II.5.2. Analogie avec d'autres sites en Algérie

L'ANBT nous a fourni des données concernant l'envasement des retenues en Algérie, résultat de la campagne systématique de levés bathymétriques entrepris dans les années 2003 et 2004. En utilisant ces données sur des barrages avec conditions climatiques semblables, on obtient des valeurs d'apports spécifiques de sédiments présentées dans le **Tableau II.21**

Tableau II.21. Sédiments observés en retenues climatiquement semblables

Barrage	Superficie (km ²)	Apport eau (hm ³ /an)	Lame Ecoulee (mm)	Apports sédiments (hm ³ /an)	Concentration Sédiments
Djorf Thorba	22000	200	9	2,29	1,15%
F. El Gherza	1300	21	16	0,29	2,81%
SMBA	4990	120	24	1,17	0,98%
Dahmouni	530	13,3	25	0,14	3,01%
KSOB	1470	51	35	0,63	1,24%

(Source ANBT)

En comparant les valeurs trouvées pour notre site on trouve que les deux valeurs de Texeront et Fleiming sont proches des résultats fournis par l'ANBT en tenant compte des régions et des surfaces des bassin versants (, le volume total d'apport des sédiments est de **7.9 hm³ 6.85 hm³** , on opte pour la première valeur pour le calcul du volume mort pour

prendre plus de précautions en essayant de diminuer le risque d’envasement du barrage sachant que la région où se trouve le barrage est caractérisé par une forte sédimentation (sol sable-limoneux)

II.5.3.Calcul du volume mort

Le volume mort est un volume constant qui ne participe pas à la régularisation des débits, et accumule les sédiments du barrage. Il dépend du délai de service de l’ouvrage. Pour exemple dans le cas d’un barrage on T= 50 ans. Dans le cas de retenues collinaires, le délai de service ne dépasse pas 20 ans.

Il existe plusieurs formules pour calculer le volume mort :

- **Méthode liée à l’érosion spécifique [10]**

Le volume des sédiments pour un délai de service, est donné par la formule suivante

(Touaibia, 2005)

$$V_m = \frac{E_s * T * S * m}{\gamma_s} \dots\dots\dots(\text{II.27})$$

Avec :

T : Durée de vie du barrage (50 ans)

S : Surface du bassin versant en Km²

Es : Erosion spécifique en (t/Km²/an) (de 10 à 32)

m: % d’alluvions qui reste dans la cuvette=1

$$V_m = 1.605 \text{ Mm}^3$$

- **Formule de Tixeront [10]**

Le volume mort est estimé à :

$$V_m = (1.05 - 1.1) \frac{Q_s * T}{\gamma_s} \dots\dots\dots(\text{II.28})$$

Qs : Le débit solide (t/an) Qs = Ts*S

δs : Poids spécifique de la vase humide (δs = 1.5 t/m³).

S : Superficie du bassin versant.

$$V_m = 2.31 \text{ Mm}^3$$

En outre, pour l’estimation du volume mort il est nécessaire d’évaluer la quantité de matériaux effectivement capturé dans la retenue. En effet la fraction de matériau en suspension capturé est en fonction de la turbulence qui tient en suspension les particules plus fines. Pour évaluer la quantité de sédiment capturé on multiplie le volume des apports solides

en entrée par un coefficient de réduction T_e qui définit la capacité d'un réservoir à capturer le sédiment. Dans ce but Brun (1953) a proposé une courbe en analysant 44 réservoirs, qui fournit la dépendance du taux de réduction T_e du rapport C/I entre la capacité C du réservoir et la valeur moyenne du volume des apports annuels

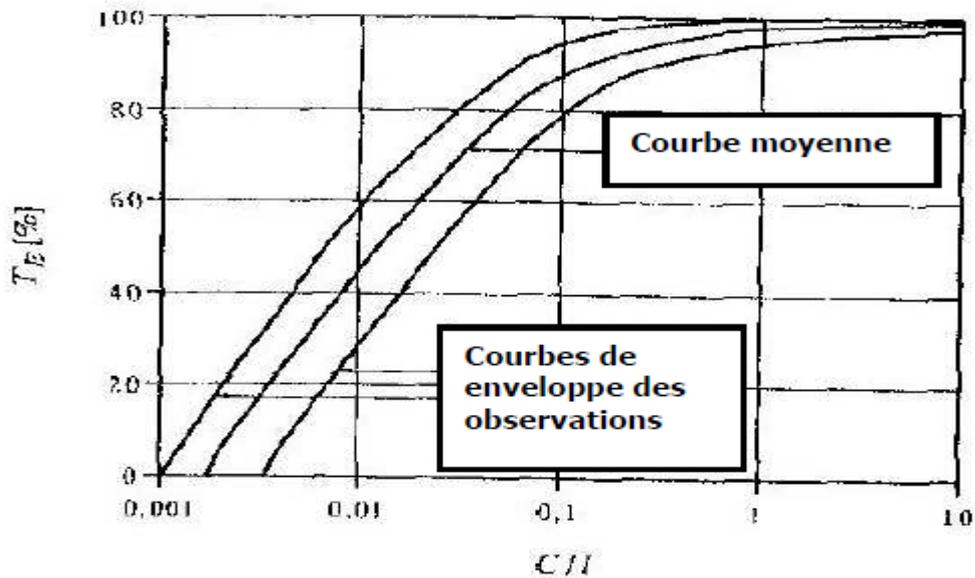


Figure II 15 : dépendance du taux de réduction T_e du rapport C/I entre la capacité C du réservoir et la valeur moyenne du volume des apports annuels [11]

$$\text{On a } C/I = 40/53.52 = 0.85 \Rightarrow T_e = 0.86 \quad V_m = 2.31 * 0.86 = 1.986 \text{ Mm}^3$$

II.7. Etude des crues

Introduction

Le risque principal qui met les ouvrages hydrotechniques en danger c'est les crues, d'après le bulletin 99 de la Commission Internationale des Grands barrages (CIGB) montre que plus d'un tiers des accidents graves ayant affecté des barrages sont causés par le passage des crues. La maîtrise du risque crue, constitue donc une préoccupation importante et légitime, à laquelle les ingénieurs et concepteurs de barrage, se doivent d'être sensibles et d'accorder une attention soutenue et continue. Dans les études hydrologiques des crues, le principal objectif est la détermination de la crue de conception, presque toujours est abordée en termes de probabilité, ce qui permet le calcul pour une certaine période de retour le débit de projet.

Plusieurs méthodes peuvent être exploitées pour estimer les crues :

1-Méthodes statistiques : consistent à faire un ajustement sur les séries de données de débits maxima observés par les lois usuelles (Gumbel, log-normal ou Person III) et d'extrapoler les débits de pour des fréquences données. Cet ajustement requiert l'existence de stations de jaugeage. Dans le cas d'absence de stations ou données insuffisantes cette méthode ne peut être utilisée.

2-Méthodes empiriques : utilisent des paramètres hydrologiques propres aux bassins et aux précipitations. Dans ce cas, on doit comparer plusieurs formules et méthodes avant de conclure sur le débit de projet.

3-Méthodes pseudo-déterministes : il s'agit de méthodes relativement récentes élaborées en fonction de modèles pluie-débit déterministes dont les paramètres sont tirés d'averses observées sur plusieurs événements pluvieux.

4-Méthodes analogiques : ces méthodes qui utilisent les propriétés statistiques observées sur des sites jaugés, qu'on applique sur le site non-jaugée par analogie de quelques paramètres importants tels que le rapport des superficies ou de précipitations.

5- Méthodes empiriques :

Les méthodes empiriques permettent d'estimer les paramètres de la crue, en utilisant des formules élaborées sur des études d'observation.

Le but de cette étude est de déterminer les paramètres qui caractérisent une crue

- Le débit de pointe
- le volume de la crue
- le temps de base
- l'hydrogramme de la crue

a) Formule de SOKOLOVSKY : [10]

$$\text{On a : } \mathbf{Q_{maxp\%}} = \frac{0.28(Ptc_{p\%} - H_0)\alpha_{p\%} FS}{T_m} \dots\dots\dots(\text{II.29})$$

$Ptc_{p\%}$: Précipitation de probabilité P% correspondant à un temps t_c , en mm

$T_m = T_c$: temps de concentration. $T_m = 22.04$ h

F : Coefficient de forme de la crue : $F = 12 / (4 + 3.\gamma)$

H_0 : C'est la perte d'eau initiale. $H_0 = 14$ mm

Pour un bassin boisé, sol perméable $3 \leq \gamma \leq 4$.

On prend : $\gamma = 3$ D'où : $F = 0.92$

S : Superficie du bassin (Km^2).

α : Coefficient de ruissellement de la crue pour une période donnée;

Tableau II.22.Résultats de calcul de Q_{max} par la méthode de SOKOLOVSKY

Période de retour	10	50	100	200	1000	10000
Ptc_{p%}	33.52346259	42.85173045	42.67735704	45.08662795	49.65359242	55.38659037
α_{p%}	0.5	0.55	0.6	0.70	0.80	0.90
Q_{max} (m³/s)	175.75	256.5	282.5	352	496	535

b) Formule de GIANDOTTI : [10]

$$Q_{max.P\%} = \frac{C.S.H_{tc.P\%} \sqrt{H_{moy} - H_{min}}}{4\sqrt{S} + 1.5L_{cp}} \dots\dots\dots(II.30) \text{ Avec}$$

C : coefficient topographique variant entre 100 et 166 dans notre cas est pris 166

S : surface du B.V S=2765 Km²

H_{tc,p%} : pluie courte durée (pout t=tc =22.04h)

H_{moy} : altitude moyenne en m H_{moy}=762 m

H_{min} : altitude minimale en m H_{min}=533m

L_p : longueur de thalweg principale en Km L_{cp}=73.5 km

Tableau II.23.Résultats de calcul de Q_{max} par la méthode de GIANDOTTI

Période de retour	10	50	100	200	1000	10000
Q_{max} (m³/s)	427.34273	574.46419	830.87452	1246.42037	1496.15692	1889.78364

c) Formule de Mallet-Gauthier : [10]

$$Q_{max.P\%} = \frac{2.K.log(1 + AP_{an}).S\sqrt{1 + 4logT - logS}}{\sqrt{L_{CP}}} \dots\dots\dots(II.31)$$

K : représente la géomorphologie du bassin versent comprise entre 1et 3 prise 2

A : représente les conditions climatiques compris entre 20 et 30 prises 20

T : période de retour (année)

Tableau IV.24.Résultats de calcul de Q_{\max} par la méthode de Mallet-Gauthier

Période de retour	10	50	100	200	1000	10000
Q_{\max} (m^3/s)	805.088106	921.405048	946.024326	978.089443	1234.429892	1598.240551

- **Analyse des résultats**

Pour la méthode de **GIANDOTTI** le calcul des débits de crue a mené à une surestimation des résultats, du fait qu'elle ne prend pas en considération plusieurs paramètres qui influencent considérablement sur le débit surtout le coefficient de ruissellement, d'autre part la **Formule de Mallet-Gauthier** contient des paramétrés qui sont difficilement déterminés et avec une inexactitude considérable (K et A) , par conséquent on va retenir les résultats trouvé par la méthode de **SOKOLOVSKY**.

II.6.1.Hydrogrammes des crues

On utilisera la méthode de Sokolovski pour tracer les Hydrogrammes des crues

$$Q_{\text{montée}} = Q_{\max} \left(\frac{t}{t_m} \right)^2 \qquad Q_{\text{déc}} = Q_{\max} \left(\frac{t_d - t}{t_d} \right)^3$$

Q_{\max} (%): Débit maximum de fréquence donnée.

Q_t : Débit instantané au moment (t).

t_m, t_d : Temps de montée et de décrue.

Temps de base: $t_b = t_m + t_d$

Pour les crues d'averses, c'est à dire les crues engendrées par la pluie, cette méthode prend :

- **$t_m = t_c$** (pour les petits bassins versants), avec t_c est le temps de concentration du bassin versant (heures).
- **$t_d = \delta t_m$** ;

Où δ : coefficient de forme de l'hydrogramme de crue prit = 3.

On obtient donc **$t_m=22h$** , et **$t_d= 66h$**

Les résultats de la méthode de Sokolovski sont donnés dans l'annexe 4.

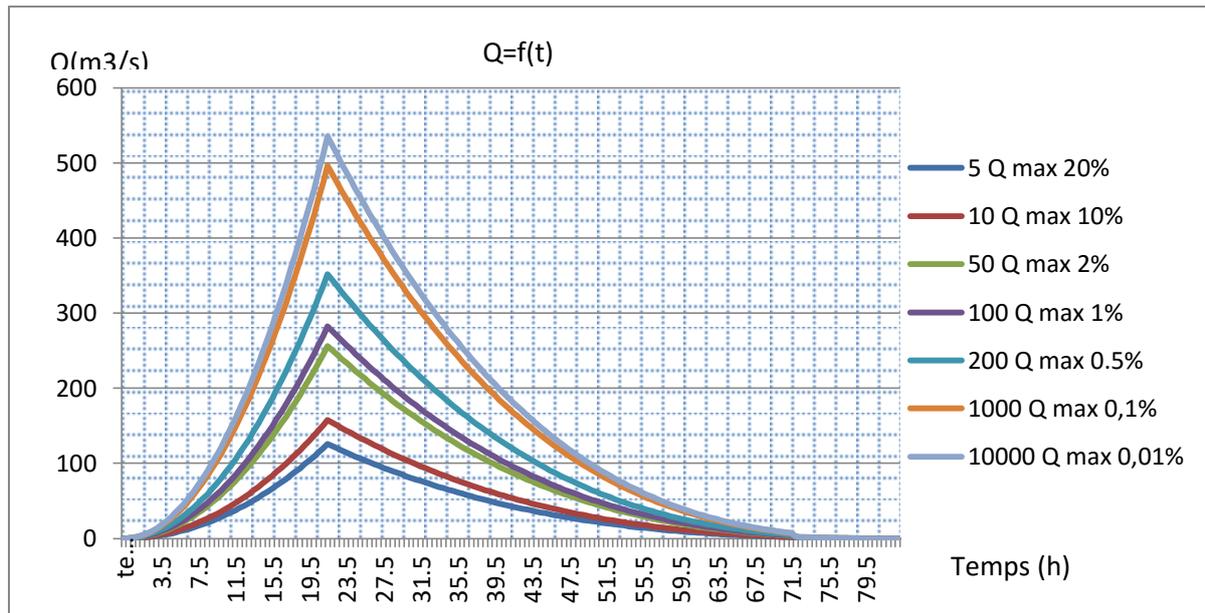


Figure II .16. Représentation graphique des hydrogrammes des crues

- **Le choix de la crue de projet :**

La crue de projet est la crue de plus faible fréquence entrant dans la retenue. Elle est prise en compte pour déterminer les Plus Hautes Eaux (PHE) et dimensionner l'évacuateur de crues, en intégrant les possibilités de laminage. Souvent, la crue de projet considérée est la crue de débit de pointe maximale. Il n'est pas toujours certain que cette crue soit la plus défavorable pour le calcul de l'évacuateur de crue. La période de retour minimale préconisée pour cette crue est comprise entre 100 ans et 10 000 ans (fréquence 10^{-2} à 10^{-4}). Le choix de la période de retour dépend du degré du risque induit par la rupture du barrage et l'importance des dégâts que peut induire une rupture. Afin de déterminer la crue projet, nous nous appuyons sur les recommandations du Comité international des Grands Barrages

Tableau II.25. Crues de projet recommandées (Bulletin de CIGB, Evaluation de crue de projet)

Catégorie de dommages	Crue de projet recommandée
Elevés : Perte de vie	1/100000 à 1/10000
Importants : pas de pertes de vies	1/10000 à 1/1000
Faibles : pas de perte de vies dommages légers	1/1000 à 1/100

Notre site ne possède pas des zones d'habitation en aval, mais il y a des périmètres d'agriculture et d'élevage, on va choisir la crue millénaire

$$Q_{\max 0.1\%} = 496 \text{ m}^3/\text{s}$$

II.6.2. Choix de la crue de chantier

La protection contre la crue est obtenue par un amortissement de celle-ci par un batardeau tandis que l'ouvrage de dérivation proprement dit n'est dimensionné que pour une fraction de débit de pointe de la crue.

Les barrages lors de la construction sont souvent protégés contre les crues ciquantennales ou même centennales, mais dans notre pays, l'ouvrage de dérivation est souvent dimensionné contre les crues dont la période de retour varie entre 10 et 50 ans. Et d'une autre part lorsque le batardeau est incluse dans la digue on peut lui attribué une petite sur élévation car il va être un ouvrage permanent par la suite, par contre si le batardeau est indépendant de la digue, il faut chercher la solution la plus économique puisque le batardeau est provisoire.

Vu toutes ces exigences on va choisir la crue (10 ans) pour la conception des ouvrages de dérivation et prises d'eau. D'où: $Q = Q_{\max, 10\%} = 175.75 \text{ m}^3/\text{s}$.

II.8. Etude de régularisation

II.7.1. Régularisation de l'écoulement

La régularisation de l'écoulement au niveau d'un barrage est la répartition de celui-ci dans le temps d'une façon régulière pour compenser les déficits de la demande. On distingue la régularisation annuelle (saisonnière) quand l'écoulement annuel d'une fréquence donnée peut couvrir la demande en eau durant une année et aussi les pertes d'eau du barrage. Ce type de régularisation permet de déterminer une restitution en eau optimale qui est destinée à satisfaire des besoins limités. Si l'écoulement annuel d'une fréquence donnée est inférieure à la somme de la demande exigée et des pertes d'eau, il devient impératif de faire appel à la régularisation interannuelle, c'est à dire pour satisfaire les besoins d'une année quelconque, il faut prendre une partie de l'écoulement des années précédentes déjà stockées dans le volume interannuel.

Les calculs de la régularisation sont fondés sur le bilan hydrique de la retenue pour des intervalles de temps mensuels et sous forme de différents scénarios permettant de choisir le volume de la retenue le plus important du point de vue capacité. Les données topographiques, géologiques, climatiques, hydrologiques ainsi que les restitutions de garantie sont les outils de base pour les calculs. Le choix de la garantie de calcul est établi en fonction des écarts relatifs dus aux facteurs intervenants sur le produit final alimenté en eau à partir de la retenue. Pour chaque domaine d'activité on recommande une valeur probable de cette garantie.

Pour procéder à ce type de régularisation, on utilise la méthode du bilan d'eau, elle nécessite la connaissance des données de base telles que :

- Les répartitions mensuelles des apports, d'évaporation sur la retenue et les pertes par infiltration.
- La courbe (Hauteur-Capacité-Surface) du plan d'eau provenant de dépouillement de la carte topographique de la cuvette.
- Les besoins en eau des utilisateurs de différents secteurs.

II.7.1.1.les courbes caractéristiques

A partir de plan topographique on mesure les surfaces correspondantes à chaque cote et on calcule le volume

$$V_1 = \frac{2}{3} \times S_1 \times H_1 \quad \text{et} \quad V_n = V_{n-1} + (S_{n-1} + S_n) \cdot \Delta H / 2$$

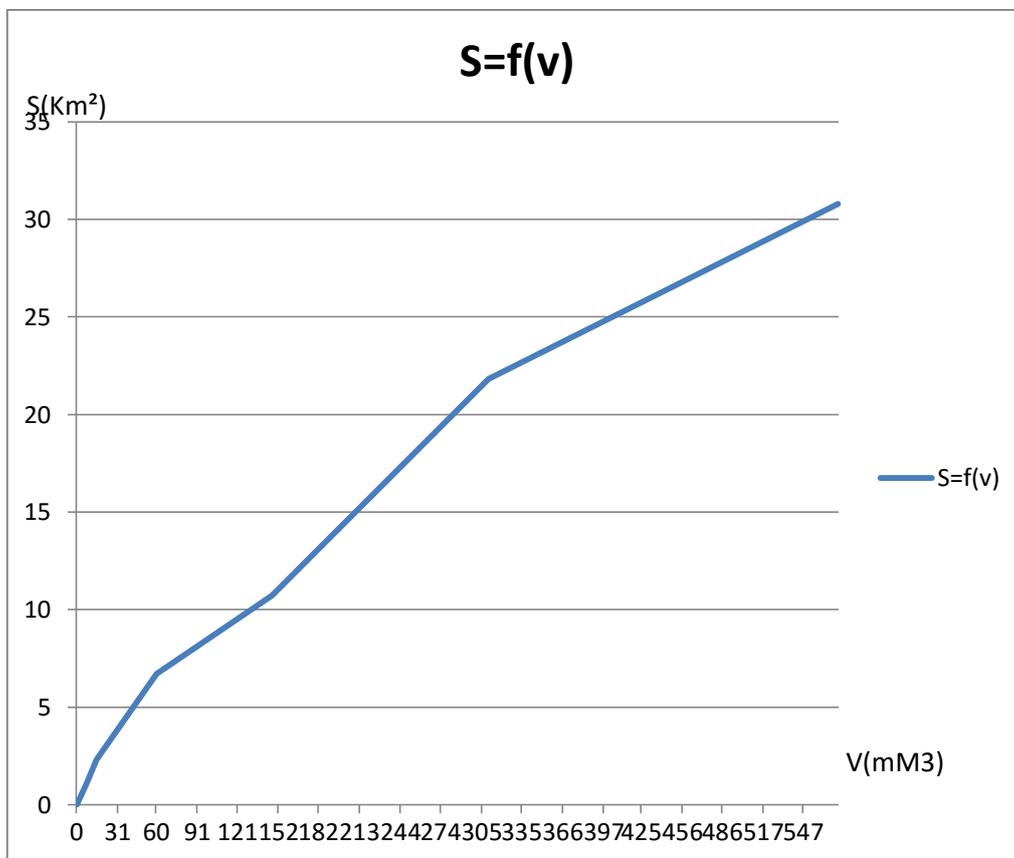


Figure II.17. Courbe surface-volume :

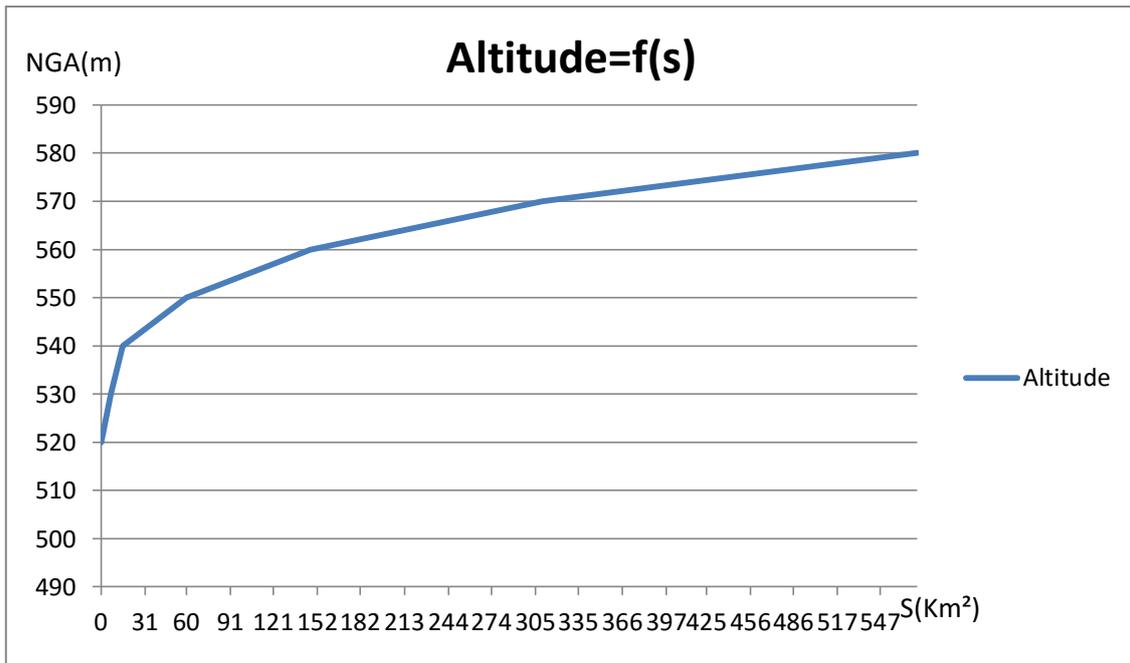


Figure II.18. Courbe : Cote surface

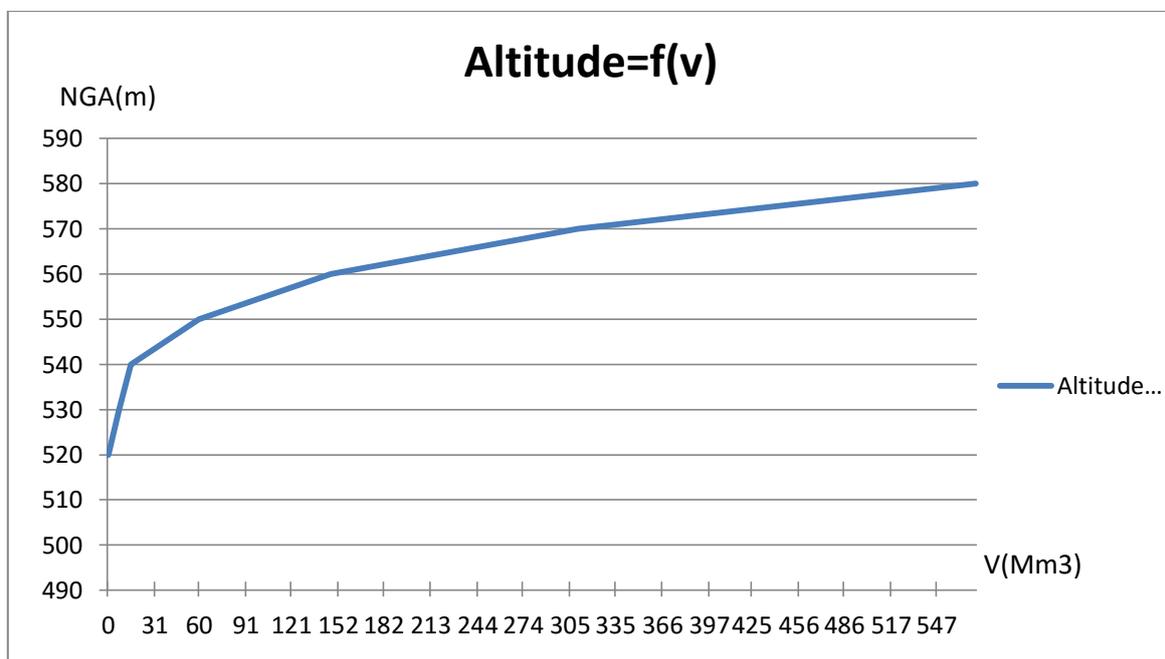


Figure II.19. Courbe : Cote Volume

II.7.1.2. Détermination des besoins

La restitution est la quantité d'eau qu'on doit garantir pour satisfaire les besoins en eau d'un secteur, dans notre cas, il s'agit des besoins en eau pour l'irrigation, La question posée consiste à déterminer la quantité d'eau mise à la disposition de l'irriguant. Cette quantité doit

suffire pour couvrir en même temps les besoins des plantes et aussi pour couvrir les quantités perdues dans la retenue. Connaissant la durée de la saison végétative, la répartition de cette quantité est proportionnelle à l'évapotranspiration, soit aux déficits des écoulements mensuels des mois : avril, mai, juin, juillet et août, et septembre durant lesquels on prend les quantités nécessaires de la retenue collinaire pour l'irrigation.

Les besoins mensuels exprimés en m³ pour les surfaces irriguées, figurent dans le **Tableau II.26**

Tableau II.26: la répartition mensuelle des besoins

mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Année
U _{80%} Hm ³	0.269	0	0	0	0	0	0	0.573	0.747	1.548	1.637	1.667	6.441

(Données ANBT)

II.7.1.3. Calcul du volume utile :

Pour calculer le volume utile de la retenue on a besoin de :

- L'apport annuel A_{80%}.
- La consommation U_{80%}.
- Le volume mort de la retenue.

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

- **Procédé de calcul :**

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

Tableau II.27. la répartition mensuelle de W80%

Année	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	annuel
Apport (%)	12.18	9.66	9.81	9.25	10.94	7.25	9.99	9.57	10.751	5.86	1.55	3.156	100,00
Apport (Mm ³)	2.07	1.64	1.66	1.57	1.86	1.23	1.69	1.62	1.82	0.99	0.26	0.53	17

Tableau II.28.Détermination de Vs et Vd

Mois	W80% [Mm3]	U80% [Mm3]	W-U [m3]	V [Mm3]
Sep	2.07	0.269	1.801	13.571
Oct	1.64	0	1.64	
Nov	1.66	0	1.66	
Dec	1.57	0	1.57	
Jan	1.86	0	1.86	
Fev	1.23	0	1.23	
Mar	1.69	0	1.69	
Avr	1.62	0.573	1.047	
Mai	1.82	0.747	1.073	
Jui	0.99	1.548	-0.558	
Juil	0.26	1.837	-1.577	
Auo	0.53	2.667	-2.137	

D'après le tableau ci-dessus $V_s=13.571 \text{ Mm}^3$ et $V_d=4.272 \text{ Mm}^3$

Donc: la retenue fonctionne **à un seul temps.**

$V_s > V_d$ D'où: $V_u = V_d$ Alors : **$V_u = 4.272 \text{ Mm}^3$.**

Le volume normal de la retenue sera : **$V_{NNR} = V_u + V_m = 4.272 + 1.986 = 6.258 \text{ Mm}^3$**

D'où : **$V_{NNR} = 6.258 \text{ Mm}^3$**

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

La régularisation ou la répartition de l'écoulement se fait en appliquant deux consignes :

1 ère et 2eme consigne.

- **1ère Consigne d'exploitation :**

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

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

- **2^{ème} Consigne d'exploitation**

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

II.7.1.4.Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes :

Le niveau du volume mort NVM correspond à $V_m = 1.986 \text{ Mm}^3$ est de **536.5m** NGA.

Le volume au niveau normal de la retenue NNR correspond à $V_{NNR} = 6.258 \text{ Mm}^3$

$$V_{rf} = V_{ri} + (A-U)$$

Avec :

V_{rf} = Volume de remplissage final.

V_{ri} = Volume de remplissage initial.

S = Volume excédentaire à évacuer.

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau

Tableau II.29. Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

Mois	$U_{80\%}$ (Mm ³)	$W_{80\%}$ (Mm ³)	W-U (Mm ³)	1ere consigne			2ème consigne		
				V _{rf} (Mm3)	V _{ri} (Mm3)	S (Mm3)	V _{rf} (Mm3)	V _{ri} (Mm3)	S (Mm3)
					1.986			1.986	
sep	2.07	0.269	1.801	3.787	3.787		-1.364	1.986	9.299
oct	1.64	0	1.64	5.427	5.427		-1.253	0.437	
nov	1.66	0	1.66	7.087	6.258	0.829	-0.442	0.387	
dec	1.57	0	1.57	7.828	6.258	1.57	-0.352	1.218	
jan	1.86	0	1.86	8.118	6.258	1.86	-0.642	1.218	
fev	1.23	0	1.23	7.488	6.258	1.23	1.218	1.218	
mar	1.69	0	1.69	7.948	6.258	1.69	2.448	2.448	
avr	1.62	0.573	1.047	7.305	6.258	1.047	4.138	4.138	
mai	1.82	0.747	1.073	7.331	6.258	1.073	5.185	5.185	
jui	0.99	1.548	-0.558	5.7	5.7		6.258	6.258	
juil	0.26	1.837	-1.577	4.123	4.123		5.7	5.7	
aou	0.53	2.667	-2.137	1.986	1.986		4.123	4.123	
							1.986	1.986	9.299

II.7.1.5. Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes

Les pertes dans la retenue sont de deux sortes :

- ✓ Pertes par évaporation.
- ✓ Pertes par infiltration.

a) Pertes par évaporation [10]

$$V_{ep} = E_s \cdot S_{moy} \dots\dots\dots(II.32)$$

V_{ep} : Volume perdu par évaporation.

E_s : Evaporation mensuelle (mm).

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

$$V_{moy} : \text{volume moyen} \left[V_{moy} = \frac{V_{rfi} + V_{rfi+1}}{2} \right].$$

b) Pertes par infiltration [10]

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{\text{inf}} = \frac{\delta \cdot V_{\text{moy}}}{100} \dots\dots\dots(\text{II.33})$$

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

δ : Coefficient qui dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette

Tableau II.30: valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologiques

Nature	Hauteur d'infiltration pendant une année (cm)	Δ	
		Année	Mois
Sol a faible perméabilité	0 à 50	5 à 10	0,5 à 1,0
Sol à perméable moyenne	50 à 100	10 à 20	1 à 1,5
Sol a forte perméabilité	>100 à 200	>20 à 40	>1,5 à 3,0

D'après le **Tableau II.30** on opte pour : $\delta = 0,5$

Tableau II.31. Les volumes des pertes dans la retenue

Mois	V_{moy} (Mm ³)	S_{moy} (Km ²)	Es (mm)	V_{evap} (Mm ³)	V_{inf} (Mm ³)	$\pi = V_{\text{evap}} + V_{\text{inf}}$ (Mm ³)
Sep	4.607	0.4	0.163	0.0652	0.023035	0.088235
Oct	6.257	0.8	0.163	0.1304	0.031285	0.161685
Nov	7.4575	1.31	0.163	0.21353	0.0372875	0.2508175
Dec	7.973	1.9	0.163	0.3097	0.039865	0.349565
Jan	7.803	1.8	0.163	0.2934	0.039015	0.332415
Fev	7.718	1.7	0.163	0.2771	0.03859	0.31569
mars	7.6265	1.5	0.163	0.2445	0.0381325	0.2826325
avril	7.318	1.27	0.163	0.20701	0.03659	0.2436
mai	6.5155	0.82	0.163	0.13366	0.0325775	0.1662375
Juin	4.9115	0.45	0.163	0.07335	0.0245575	0.0979075
Juil	3.0545	0.25	0.163	0.04075	0.0152725	0.0560225
aout	2.8865	0.15	0.163	0.02445	0.0144325	0.0388825

Tableau II.32. Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes

Mois	Vrf (Mm ³)	Vm	p	W-U - P(Mm ³)	1ere consigne		
					Vrf (Mm3)	Vri (Mm3)	S (Mm3)
					1.986	1.986	0
Septembre	3.787	4.607	0.088235	1.712765	3.698765	3.698765	0
Octobre	5.427	6.257	0.161685	1.478315	5.17708	5.17708	0
Novembre	7.087	7.4575	0.2508175	1.4091825	6.5862625	6.258	0.3282625
Décembre	7.828	7.973	0.349565	1.220435	7.478435	6.258	1.220435
Janvier	8.118	7.803	0.332415	1.527585	7.785585	6.258	1.527585
Février	7.488	7.718	0.31569	0.91431	7.17231	6.258	0.91431
Mars	7.948	7.6265	0.2826325	1.4073675	7.6653675	6.258	1.4073675
Avril	7.305	7.318	0.2436	0.8034	7.0614	6.258	0.8034
Mai	7.331	6.5155	0.1662375	0.9067625	7.1647625	6.258	0.9067625
Juin	5.7	4.9115	0.0979075	-0.655908	5.6020925	5.6020925	0
Juillet	4.123	3.0545	0.0560225	-1.633023	3.96907	3.96907	0
Aout	1.986	2.8865	0.0388825	-2.175883	1.986	1.986	0
					1.986		7.1081225

D'après le tableau ci-dessus on a les résultats suivants :

$V_s = 11.380123 \text{ Mm}^3$ et $V_d = -4.4648125 \text{ Mm}^3$; donc la retenue fonctionne à un seul temps $V_s >$

V_d Alors : $V_u = V_d = 4.465 \text{ Mm}^3$ $V_u = 4.465 \text{ Mm}^3$

Nous avons : $E = (V_u - V_d) / V_u = |4.465 - 4.272| / 4.272 = 4,51\% < 5\%$

E : l'erreur relative qui conditionne l'acceptation des résultats.

$V_{\text{NNR}} = V_u + V_m = 4.465 + 1.986 = 6.46 \text{ Mm}^3$ $V_{\text{NNR}} = 6.46 \text{ Mm}^3$

La cote normale de la retenue sera : $C_{\text{NNR}} = 548.5 \text{ m NGA}$.

Tableau:II.33.Récapitulatif des paramètres hydrologiques et de régularisation :

Dénomination	Unité	Valeur
Volume mort	Mm ³	1.986
Volume utile	Mm ³	4.465
Volume au NNR	Mm ³	6.46
Cote NNR	m NGA	548.5
Cote de volume mort	m NGA	536.5

II.7.2.Laminage des crues

Le laminage d'une crue est la réduction du débit de pointe de son hydrogramme par des moyens naturels ou artificiels. Le laminage naturel a lieu le long du tronçon de rivière. Les forces de frottement du fond du canal et des berges causent une réduction de la pointe de l'hydrogramme. L'effet de laminage de crue dépend de la forme de l'hydrogramme de crue entrant, de la capacité de l'évacuateur de crue et de la forme de la partie supérieure de la retenue. L'étude de laminage de crue va nous permettre de déterminer la côte maximale du plan d'eau, ainsi que le dimensionnement optimum de l'évacuateur de crue en fonction des hauteurs laminées sans affecter la sécurité globale de l'aménagement.

Cette étude peut se faire par calcul sur ordinateur, ou par des méthodes numériques hydrauliques, basées sur la formule de déversoir telles que : Hildenblat, Blackmore, Kotcherine, Step by Step et d'autres méthodes. Dans notre cas, nous allons utiliser 2 méthodes

- **Méthode de Hildenblat.**
- **Méthode de Kotcherine.**

Et enfin, le laminage permet de déduire les dimensions de l'évacuateur de crue, c'est-à-dire sa largeur ainsi que la lame d'eau qui sera déversée, ces dimensions doivent faire l'objet d'un calcul par optimisation; vu que le coût de l'évacuateur de crue représente environ 50% de celui du barrage.

II.7.2.1.Principe de calcul :

L'étude de laminage repose sur l'équation différentielle suivante :

$Q(t).dt = q(t).dt + S(t).dH$ Avec : $Q_c(t)$: débit de crue entrant à l'instant (t) ;

$q(t)$: débit déversé par l'évacuateur de crue (laminé) ;

S : surface du plan d'eau de la cuvette à l'instant (t).

Le débit cumulé à l'instant t est : $(Q-q).dt = S.dH$

Où $Q-q = S \frac{dH}{dt}$ Et $\frac{dH}{dt}$ représente la vitesse de remplissage (ou de montée des eaux) dans la retenue.

II.7.2.2.La méthode de Hildenblat : [2]

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

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

Le débit maximum déversé (q) peut être donné par la formule de Kotchérine améliorée par Sokolovsky

pour les hydrogrammes à une pointe ou triangulaire :

$$q_{maxp\%} = 0.85 Q_{p\%} (1 - V_f/V_{cp\%})$$

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

V_f : Volume déversant de sécurité ou volume forcé.

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

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

- **Calcul de volume de la crue :**

Notre hydrogramme de crue de forme triangulaire

$$V_{cp\%} = 0.5 Q_{maxp\%} T_b$$

$$T_b = 83.5h$$

$$V_{c0.1\%} = 107.38 \text{ Mm}^3$$

$$V_f = 0.05 * 107.38 = 5.35 \text{ Mm}^3$$

$$Q_{max0.1\%} = 496 \text{ m}^3/s$$

$$q_{max0.1\%} = 0.85 * 496 * \left(1 - \frac{5.35}{107.38}\right) = 400.59 \left(\text{m}^3/s\right)$$

$$\mathbf{q_{max0.1\%} = 400.59 (m^3/s)}$$

On projette sur la courbe $H=f(V)$ on trouve $H_{cp} = 552.8 \text{ m}$

$$\text{Donc } H_d = 552.8 - 548.5 = 4.3 \text{ m}$$

Pour un évacuateur ayant une section rectangulaire, il suffit de déterminer largeur b

$q = m b h d^{3/2} (2g)^{1/2}$ et donc la largeur du déversoir "b" est :

$$b = \frac{400.59}{0.49 \cdot 4.3^{3/2} \cdot \sqrt{2 \cdot 9.81}} = 46.15 \text{ m}$$

m : coefficient de débit dépendant du type de déversoir = 0.49

b : largeur du déversoir

Les résultats de calcul des et débits déversant sont données dans l'Annexe 5.

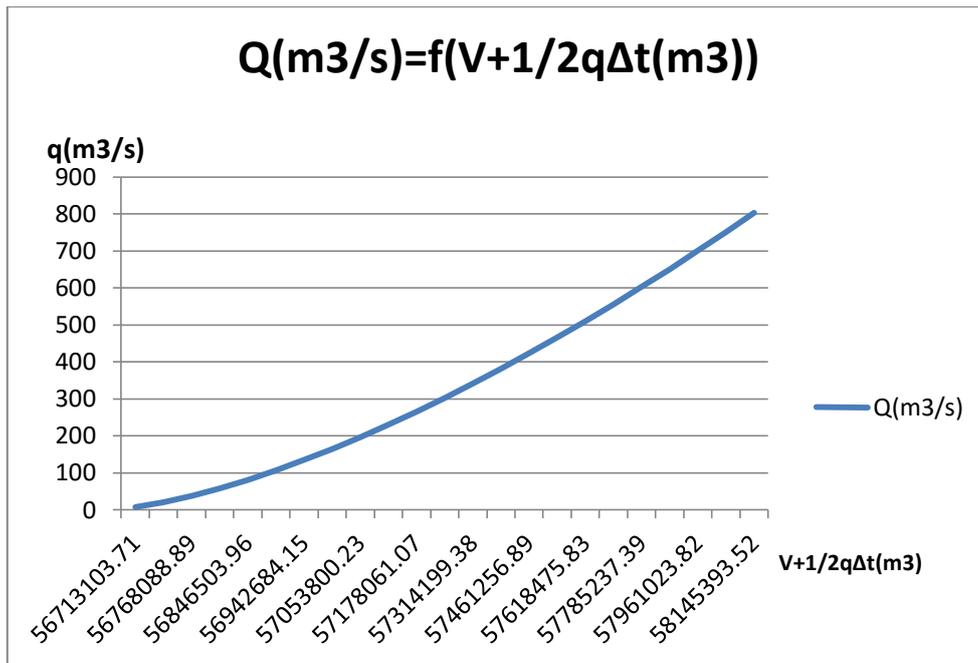


Figure II.20.courbe des débits déversant

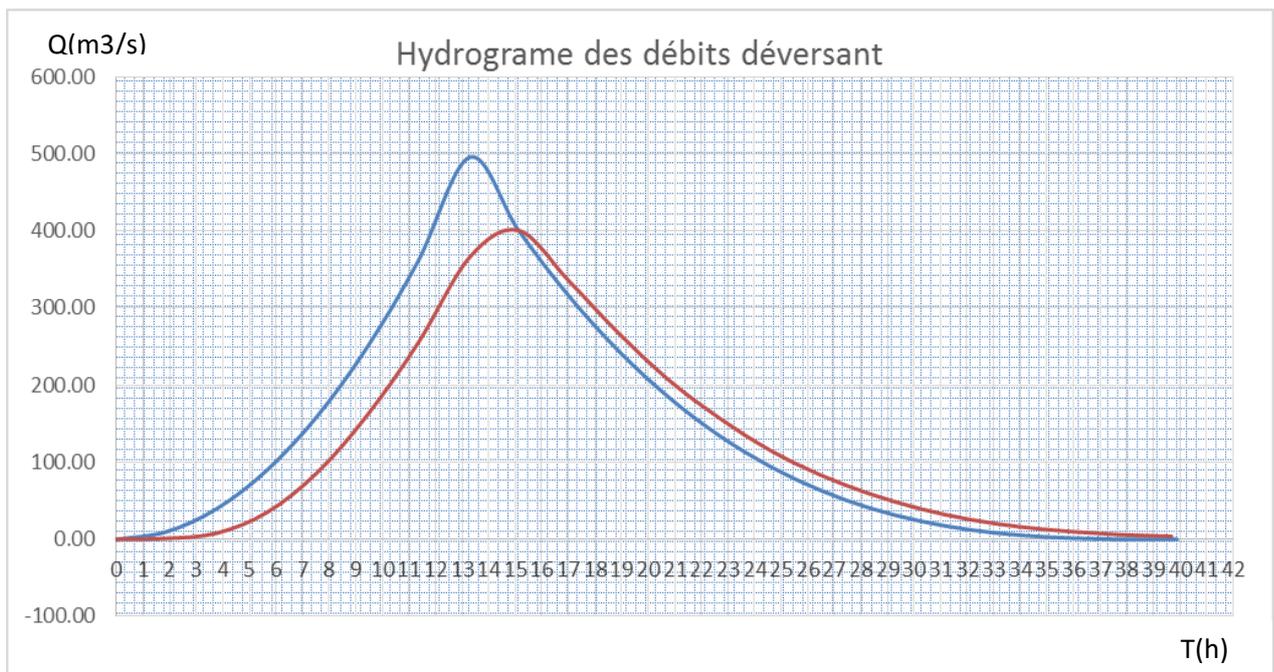


Figure II.21: hydrogrammes des débits entrant et sortant

II.7.2.3.Méthode de Kotcherine [2]

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

- l'hydrogramme de crue est considéré comme un triangle ou un trapèze.
- les débits transitant par l'évacuateur de crue se déversent selon une fonction linéaire.
- le laminage commence avec le remplissage de la cuvette au niveau NNR;
- les pertes par infiltration et évaporation sont concédèrent comme nulles au moment de lacrue.

Le débit d'évacuation est calculé en variant la largeur b de 25m à 70 d'après la formule suivante : $Q = mb \sqrt{2g} H_0^{2/3}$

m: coefficient de débit dépend de la forme de déversoir m=0.49.

b: largeur du déversoir (en m).

H₀: charge globale d'eau sur le déversoir dépend de la vitesse d'approche d'eau.

$$H_0 = H + \frac{\alpha V_0^2}{2g} \dots\dots\dots(\text{II.34})$$

H:charge d'eau sur le déversoir.

V₀:vitesse d'écoulement dans le canal d'approche déterminée d'après la formule:

V₀= Q/ S Avec: S = b.H.

La détermination de la largeur du déversoir ainsi que le débit correspondant se fait graphiquement après le traçage du graphe Q_{lam}= f (h) déterminée par la formule:

$$Q_{lam} = Q_{\%} \left(1 - \frac{V_{ch}}{V_{cr}}\right) \dots\dots\dots(\text{II.35})$$

Q%: débit maximum de crue considérée en m³/s.

V_{ch}: volume de charge sur le déversoir déduit par la courbe capacité hauteur.

V_{cr}: volume de la crue correspondant au Q% en m³/s.

$$V_{cr} = \frac{1}{2} Q_{\%} T_b \dots\dots\dots(\text{II.36})$$

T_b: temps global de la crue.

Tableau: IV.35. résultat de calcul de débit déversant pour différentes hauteurs d'eau

Hd(m)	cote (m)	Vphe(Mm ³)	Vf(m ³)	qmax=992(1-vf/vcr)(m3)
0	548.5	6460000	0	496
0.2	549	6550481.3	90481.3	495.79
0.4	549.5	6550661.1	90661.1	487.29
0.6	550	6550840.9	90840.9	478.79
0.8	550.5	6551020.7	91020.7	470.29
1	551	6551200.5	91200.5	461.79
1.2	551.5	6551380.3	91380.3	458.29
1.4	552	6551560.1	91560.1	454.79
1.6	552.5	6551739.9	91739.9	451.29
1.8	553	6551919.7	91919.7	447.79
2	553.3	6552099.5	92099.5	444.29
2.2	553.6	6552279.3	92279.3	440.79
2.4	553.9	6552459.1	92459.1	437.29
2.6	554.2	6552638.9	92638.9	433.79
2.8	554.5	6552818.7	92818.7	430.29
3	554.8	6652998.5	192998.5	426.79
3.2	555.1	6653178.3	193178.3	423.29
3.4	555.4	6653358.1	193358.1	419.79
3.6	555.7	6653537.9	193537.9	416.29
3.8	556	6653717.7	193717.7	412.79
4	556.3	6653897.5	193897.5	409.29
4.2	556.6	6654077.3	194077.3	405.79
4.4	556.9	6654257.1	194257.1	402.29
4.6	557.2	6654436.9	194436.9	398.79

Tableau: II.36. résultat de calcul de débit déversant pour différentes largeur

Hd(m)	$q_{max}=m.b.v(2g).hd^{(3/2)}$						
	5	5.5	6	6.6	7	7.5	8
0	0	0	0	0	0	0	0
0.5	7.6736253	8.4409878	9.2083503	10.129185	15.040306	11.510438	10.25488
1	21.70429	23.874719	26.045148	28.649663	42.540408	82.556435	94.726864
1.5	39.873327	43.860659	47.847992	52.632791	78.15172	159.80999	63.797323
2	61.389002	67.527902	73.666803	81.033483	180.32244	192.083503	198.222404
2.5	85.793739	94.373113	102.95249	113.24774	268.15573	228.69061	237.26998
3	112.7788	124.05668	135.33456	148.86801	338.04645	369.1682	380.44608
3.5	142.11753	156.32928	170.54103	187.59514	348.55036	373.17629	427.38805
4	173.63432	190.99775	208.36118	229.1973	370.32327	380.45148	477.81491
4.5	207.18788	227.90667	248.62546	273.48801	406.08825	470.78182	531.50061
5	242.66134	266.92747	291.19361	320.31297	475.61622	563.99201	488.25814
5.5	279.95589	307.95148	335.94707	369.54178	548.71355	569.93384	647.92943
6	318.98661	350.88527	382.78394	421.06233	625.21376	580.47992	710.37858

La détermination de la largeur de déversoir ainsi que le débit correspondant se fait graphiquement après la réalisation du graphe $q = f(H)$ comme montre la figure ci-dessous

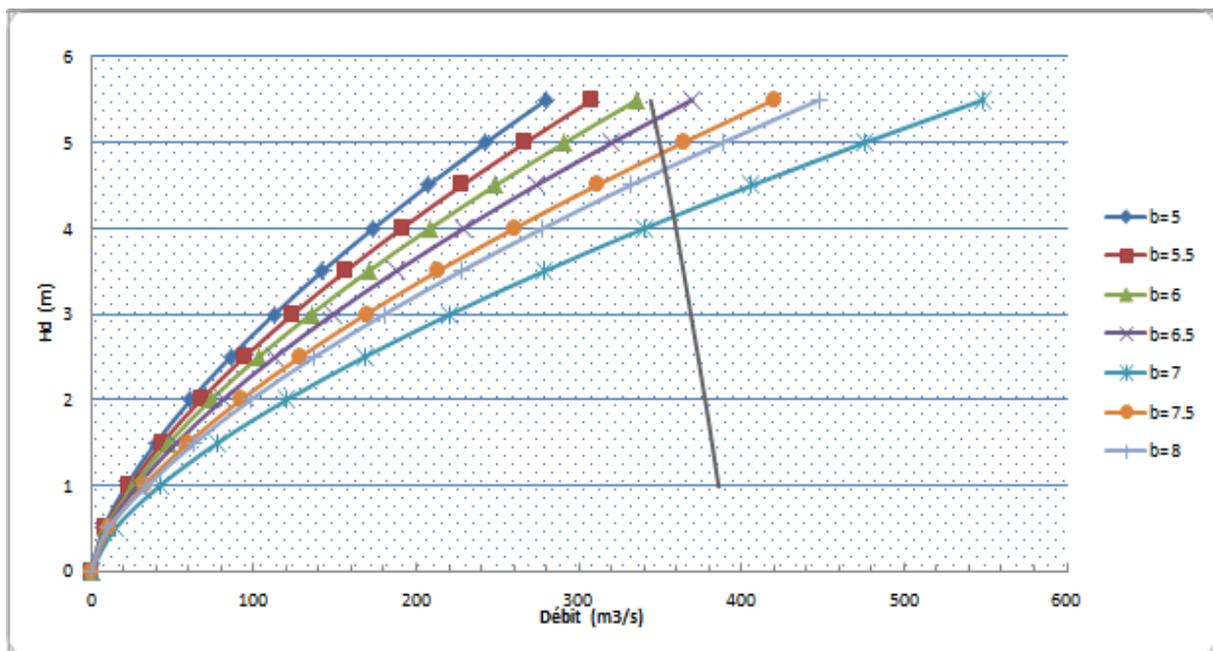


Figure II.21: courbe de débit en fonction de la hauteur

II.7.3. Etude d'optimisation :

Le but de l'étude d'optimisation est de déterminer la largeur optimale de l'évacuateur de crue correspondante à la hauteur optimale de la digue, afin d'obtenir le devis le plus économique de l'aménagement.

Le calcul consiste à évaluer le coût approximatif de l'ouvrage pour les différentes largeurs déversantes correspondantes aux différentes hauteurs de la digue.

II.7.3.1. Calcul du coût approximatif de la digue :

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

$$V_B = \sum V_i \quad V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot L$$

Avec : V_i : le volume du barrage à la cote i

L : Distance entre deux coupes voisines.

S_i : section transversal correspondante a la coupe i ; $S_i = \frac{b+B_i}{2} \cdot H_i$

B_i : Largeur de base ; $B_i = (m_1 + m_2) H_i + b$

m_1, m_2 : Les fruits des talus.

b : Largeur en crête (m).

H_i : Hauteur de la tranche au point i ; $H_i = \text{NNR} - C_f + R + H_{\text{dév}} + t$

R : Revanche en (m)

t : Tassement en (m)

II.7.3.2. Calcule de la revanche :

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche :

a- Formule de Stevenson Gaillard: [6]

$$R = 0.75.H + \frac{v^2}{2.g} \dots \dots \dots (II.37)$$

Avec : $H = 0.75 + 0.34\sqrt{F} - 0.26\sqrt[4]{F}$

V : vitesse de propagation des vagues (m/s), F : largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et direction du barrage appelée Fetch et doit être inférieure à 18 kilomètre [$F=2.7\text{km}$]

A.N: $H= 0.91 \text{ m}$

D'où : $V=1.5+2H = 1.5+2*0.91= 3.32 \text{ m/s}$

$$R=1.25 \text{ m}$$

b-Formule de Mallet et Paquant : [6]

$$R = 0.75.H + \frac{V^2}{2.g} \dots\dots\dots (II.38)$$

Avec : $H = 0.5 + 0.33\sqrt{F}$

A.N : $H = 1.05m$

D'où : $V = 1.5 + 2H = 1.5 + 2 * 1.05 = 3.58 \text{ m/s}$

Donc : **$R = 1.44 \text{ m}$**

c- Formule Simplifiée : [6]

$$R = 1 + 0.3\sqrt{F} \dots\dots\dots (II.39)$$

A.N : **$R = 2.64m$**

On calcul la moyenne : **$R_m = 1.78 \text{ m}$**

II.7.3.3. Largeur en crête :

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

1- Formule de KNAPEN : [6]

$$b_{cr} = 1.65\sqrt{H_b} \dots\dots\dots (II.40)$$

2- Formule de F-PREECE : [6]

$$b_{cr} = (1.1\sqrt{H_b}) + 1 \dots\dots\dots (II.41)$$

3- Formule Anonyme (simplifiée) : [6]

$$b_{cr} = 3.6 \sqrt[3]{H_b} - 3 \dots\dots\dots (II.42)$$

4- Formule pratique :

$$b_{cr} = \frac{5}{3} \cdot \sqrt{H_b} \dots\dots\dots (II.43)$$

H_b : Hauteur du barrage (m)

Pour une charge moyenne de 1m on a:

$$H_b = NNR - C_f + H_{dév} + R + t$$

On admet une valeur de $t = 0.5m$ pour le tassement du barrage et $C_f = 532 \text{ mNGA}$ (sur l'axe du barrage).

Tableau: II.37.les résultats du calcul pour la hauteur du barrage

Largeurs déversoir (m)	débit q(m ³ /s)	H dév(m)	H PHE=NPHE-Cf	T (m)	R (m)	Hbarrage (m)
40	828.75	4.5	21	0.5	2	23.5
45	932	4.35	20.85	0.5	2	23.35
50	1035	4.2	20.7	0.5	2	23.2
55	954.99	4	20.5	0.5	2	23
60	1041	3.9	20.4	0.5	2	22.9
65	923.5	3.7	20.2	0.5	2	22.7
70	994.5	3.5	20	0.5	2	22.5

On opte pour la hauteur **22.5m**.

Tableau: II.38.les résultats de calcul pour la largeur en crête

Formule	Largeur de la crête (m)
KNAPPEN	8
F-PREECE	6,33
SIMPLIFIEE	7,31
PRATIQUE	8,1
Moyenne	7,5

On prend la valeur $L_{cr} = 8m$

II.7.3.4.Calcul du volume de la digue pour les différentes largeurs déversantes :

A partir du profil longitudinal de l'axe du barrage représenté, on peut calculer les volumes de la digue correspondants aux différentes largeurs déversantes, en utilisant les formules citées précédemment

Remarque :

Les tableaux ci-dessous représentent les démarches de calcul des volumes des digues pour différentes largeurs déversantes

Tableau: II.39.Digue N°01 (b=40m) $H_b = 23.5m$						
coup N°	Hi (m)	Bi (m)	Si (m ²)	S moy (m ²)	Li (m)	Vi (m ³)
1	0	8	0			0
2	5.5	41	134.75	67.375	200	6737.5
3	15.5	101	844.75	489.75	400	97950
4	22.5	143	1698.75	1271.75	650	413319
5	23.5	149	1844.75	1771.75	750	664406
6	15.5	101	844.75	1344.75	400	268950
7	10.5	71	414.75	629.75	350	110206
8	0	8	0	207.375	150	15553.1
				0	2900	1577122

. Tableau: II.40.Digue N°02 (b=45m) $H_b = 23.35m$						
coup N°	Hi (m)	Bi (m)	Si (m ²)	S moy (m ²)	Li (m)	Vi (m ³)
1	0	8	0			0
2	5.5	41	134.75	67.375	200	6737.5
3	15.5	101	844.75	489.75	400	97950
4	22.5	143	1698.75	1271.75	650	413319
5	23.35	148.1	1822.47	1760.61	750	660228
6	15.5	101	844.75	1333.61	400	266722
7	10.5	71	414.75	629.75	350	110206
8	0	8	0	207.375	150	15553.1
				0	2900	1570716

Tableau: II.41Digue N°03 (b=50m) $H_b = 23.2m$						
coup N°	Hi (m)	Bi (m)	Si (m ²)	S moy (m ²)	Li (m)	Vi (m ³)
1	0	8	0			0
2	5.5	41	134.75	67.375	200	6737.5
3	15.5	101	844.75	489.75	400	97950
4	22.5	143	1698.75	1271.75	650	413319
5	23.2	147.2	1800.32	1749.54	750	656076
6	15.5	101	844.75	1322.54	400	264507
7	10.5	71	414.75	629.75	350	110206
8	0	8	0	207.375	150	15553.1
				0	2900	1564348

Tableau: II.42.Digue N°05 (b=60m) $H_b = 22.9m$						
coup N°	Hi (m)	Bi (m)	Si (m2)	S moy (m2)	Li (m)	Vi (m3)
1	0	8	0			0
2	5.5	41	134.75	67.375	200	6737.5
3	15.5	101	844.75	489.75	400	97950
4	22.5	143	1698.8	1271.8	650	413318.8
5	22.9	145.4	1756.4	1727.6	750	647846.3
6	15.5	101	844.75	1300.6	400	260118
7	10.5	71	414.75	629.75	350	110206.3
8	0	8	0	207.38	150	15553.13
				0	2900	1551730

Tableau: II.43.Digue N°06 (b=65m) $H_b = 22.7m$						
coup N°	Hi (m)	Bi (m)	Si (m2)	S moy (m2)	Li (m)	Vi (m3)
1	0	8	0			0
2	5.5	41	134.75	67.375	200	6737.5
3	15.5	101	844.75	489.75	400	97950
4	22.5	143	1698.8	1271.8	650	413318.75
5	22.6	143.6	1713.1	1705.9	750	639718.125
6	15.5	101	844.75	1278.9	400	255783
7	10.5	71	414.75	629.75	350	110206.25
8	0	8	0	207.38	150	15553.125
				0	2900	1539266.75

Tableau: II.44.Digue N°07 (b=70m) $H_b = 22.5$						
coup N°	Hi (m)	Bi (m)	Si (m2)	S moy (m2)	Li (m)	Vi (m3)
1	0	8	0			0
2	5.5	41	134.75	67.375	200	6737.5
3	15.5	101	844.75	489.75	400	97950
4	22.5	143	1698.8	1271.8	650	413318.75
5	22.5	143	1698.8	1698.8	750	637031.25
6	15.5	101	844.75	1271.8	400	254350
7	10.5	71	414.75	629.75	350	110206.25
8	0	8	0	207.38	150	15553.125
				0	2900	1535146.9

Pour les fruits des talus de la digue amont et aval sont respectivement 3.5 et 2.5, et pour le prix du mètre cube du remblai est estimé à 600 DA.

Le coût des différentes variantes de la digue est donné par le tableau suivant :

Tableau: II.45.: Résultats de calculs du coût de la digue pour différentes largeurs déversantes :

Digue	b [m]	H _{dév} (m)	V (m ³)	Coûts [Million de DA]
1	40	4.5	1577121.875	946.273125
2	45	4.35	1570715.656	942.4293938
3	50	4.2	1564348.25	938.60895
4	55	4	1555918.75	933.55125
5	60	3.9	1551729.875	931.037925
6	65	3.7	1539266.75	923.56005
7	70	3.5	1535146.875	921.088125

II.7.3.5. Calcul du coût approximatif de l'évacuateur de crues :

On va tenir compte des coûts du seuil déversant et du canal d'approche, vu que le chenal et le bassin de dissipation gardent leur profil pour les différentes largeurs du déversoir.

a) Coût du déversoir :

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

La section transversale du déversoir est obtenue en schématisant le profil du déversoir pour la charge déversante à l'aide de l'équation du profil donnée par L'équation du profil Creager est donnée par l'expression suivante :

$$\frac{Y}{H} = \frac{1}{K} \cdot \left(\frac{X}{H}\right)^n \dots\dots\dots (II.44)$$

Avec K = 2.127 et n = 1.85

$$\text{Donc: } Y = 0.47 \frac{X^{1.85}}{H^{0.85}}$$

Avec: H : charge sur le seuil (m)

Y: Ordonnée du profil (m).

X : Abscisse du profil (m).

On trace cette courbe en donnant à chaque fois une valeur à « X » pour déterminer « Y » correspondant.

La charge «H » est définie pour chaque largeur du déversoir.

Le volume du déversoir sera donc: $V_{\text{déversoir}} = S \cdot b$

Avec : S : section transversale du profil ; b : largeur déversant.

Sachant que :

La hauteur de pelle égale à 3 m

Le coût de 1m^3 du béton armé est estimé à 42000 DA

Tableau: II.46. Résultats de calculs du coût du déversoir pour les différentes largeurs déversantes

Profil N°	b [m]	H _{dév} (m)	V (m ³)	Coûts [Million de DA]
1	40	4.5	557.8	23.4276
2	45	4.35	562.7	23.6334
3	50	4.2	571.3	23.9946
4	55	4	587.7	24.6834
5	60	3.9	600.5	25.221
6	65	3.7	611,6	25.6872
7	70	3.5	666,9	28.0098

b) Coût du canal d'approche

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

D'où la hauteur total du mur : $H_{\text{canal}} = P+H+R$

Avec P : hauteur de pelle (m)

H : la lame déversant (m)

R : la revanche (m)

La longueur du canal d'approche "L" est déterminée d'après la topographie est égale à 50 m

L'épaisseur du mur "e" est prise égale à 0.5 m

D'où le volume du canal d'approche est estimé par $V = L.H_{\text{canal}}.e$

Tableau: II.47.: Résultats des calculs du cout du canal pour les différentes largeurs déversantes

profil N°	b [m]	H dév (m)	H canal (m)	V (m3)	Coûts [Million de DA]
1	40	4.5	9.3	232.5	9.765
2	45	4.35	9.15	228.75	9.6075
3	50	4.2	9	225	9.45
4	55	4	8.8	220	9.24
5	60	3.9	8.7	217.5	9.135
6	65	3.7	8.5	212.5	8.925
7	70	3.5	8.3	207.5	8.715

c) calcul de cout de coursier :

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

La longueur approximatives du coursier est 250 mètre (selon le plan topographique) et pour éviter l'effet de l'érosion près de pied du barrage ;

Le volume du béton du coursier est données par :

$$V_{\text{béton}} = S_{\text{béton}} * L_{\text{coursier}}$$

L'épaisseur du radier et des murs bajoyers sont prises égale respectivement à 0.5 et la largeur du coursier est donnée par :

$$b_{\text{coursier}} = (Q_{e,\text{max}})^{0.4}$$

La hauteur du mur $H = h_{\text{cr}} + R$

$$\text{avec } h_{\text{cr}} = \sqrt{\frac{Q^2}{b^2 \cdot g}}$$

La surélévation des murs bajoyers au-dessus de la surface d'eau dans le coursier est définie par la revanche R qui tient compte de l'aération du courant d'écoulement. Cette revanche est fixée généralement en fonction du débit unitaire d'écoulement dans le coursier

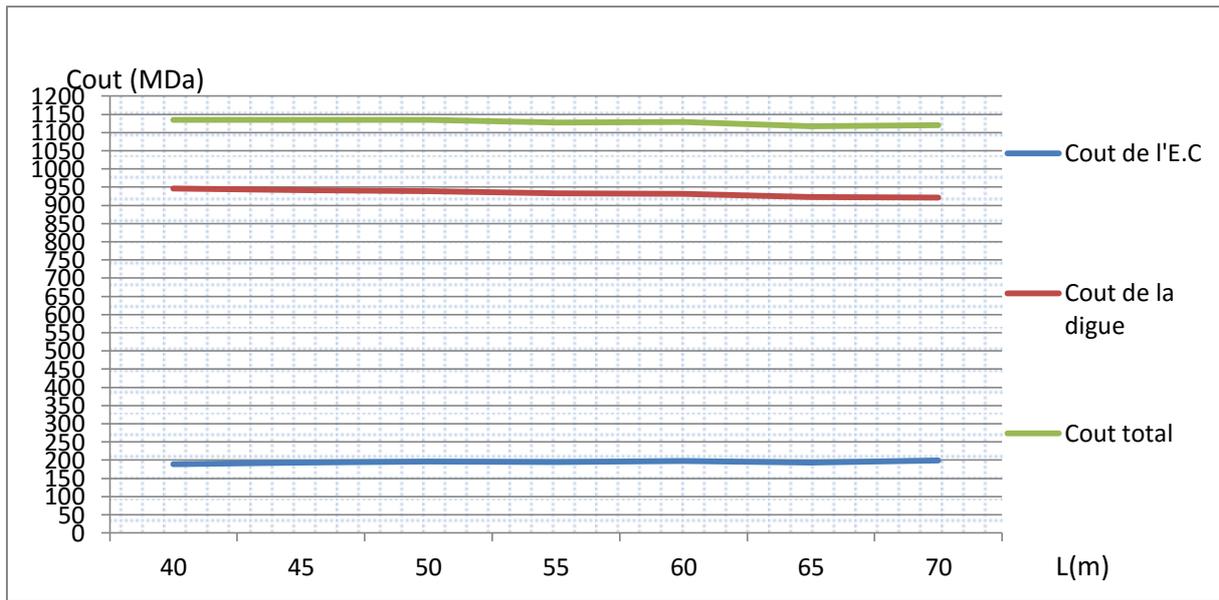
Avec $R=0.8$ m

Tableau: II.48.: Résultats des calculs du cout du coursier pour les différentes largeurs déversantes

profil N°	b [m]	Debit déversantes (m3)	largeur du coursier	V (m3)	Coûts [Million de DA]
1	40	828.75	14.70176297	3712.720371	155.934256
2	45	932	15.40871296	3801.08912	159.645743
3	50	1035	16.0685297	3883.566213	163.109781
4	55	954.99	15.55963946	3819.954933	160.438107
5	60	1041	16.10572546	3888.215683	163.305059
6	65	923.5	15.35234636	3794.043295	159.349818
7	70	994.5	15.81400657	3851.750822	161.773535

Tableau: II.49: récapitulatif des prix totaux en Million Da

Barrage N°	b (m)	Cote de crête (m)	Digue	Déversoir	Canal d'approche	Coursier	Cout de l'évacuateur	cout total
1	40	23.5	946.273125	23.4276	9.765	155.934256	189.126856	1135.39998
2	45	23.35	942.4293938	23.6334	9.6075	159.645743	192.886643	1135.31604
3	50	23.2	938.60895	23.9946	9.45	163.109781	196.554381	1135.16333
4	55	23	933.55125	24.6834	9.24	160.438107	194.361507	1127.91276
5	60	22.9	931.037925	25.221	9.135	163.305059	197.661059	1128.69898
6	65	22.7	923.56005	25.6872	8.925	159.349818	193.962018	1117.52207
	70	22.5	921.088125	28.0098	8.715	161.773535	198.498335	1119.58646



II.22. Courbe d'optimisation

Conclusion

A partir de la courbe d'optimisation, on tire la largeur du déversoir optimale qui est $b = 70$ m
 Cette longueur correspondant à $H_{dév} = 3$ m

Tableau: II.50. Récapitulatif des résultats du chapitre d'hydrologie

Dénomination	Unité	Valeur
Volume mort	Mm ³	1.986
Volume utile	Mm ³	4.465
Volume au NNR	Mm ³	6.46
Cote de volume mort	m NGA	537.5
Cote NNR	m NGA	548.5
Cote de plus haut eaux	M NGA	552
Débit de crue 0.1%	m ³ /s	496
Volume de crue 0.1%	m ³	107
Débit de crue de chantier	m ³	175.75

Introduction

Le site du Barrage de Koudiat Ben Aida sur l'oued el Ham se trouve dans une zone semi-aride caractérisée par une précipitation généralement sous forme d'averse de courte durée et avec une grande intensité (apport moyen annuel est de l'ordre de $50\text{Hm}^3/\text{an}$), cela nécessite une étude profonde pour bien choisir l'évacuateur de crue qui permettra de régulariser les débits des crues en se basant sur l'aspect technico économique.

III. 1. Dimensionnement de la digue

III.1.1 Dimensionnement de la digue principale

III.1.1.1 Calcul de la hauteur du barrage

La hauteur totale du barrage sera égale à la hauteur normale de la retenue des eaux majorée de la charge maximale au-dessus du seuil du déversoir de crues et de la revanche.

• Niveau normale de la retenue NNR

La hauteur normale de la retenue est calculée compte tenu de la capacité utile à stocker, de tranche morte éventuellement prévue en fond de la retenue pour emmagasiner les dépôts, et de la tranche correspondant aux pertes par évaporation et par infiltration.

Cote du Niveau normal = 548.5 mNGA ,

• Niveau de plus hautes eaux PHE

La charge maximale au-dessus du déversoir de crues dépend des caractéristiques de l'évacuateur de crues définies en fonction de l'hydrologie du B.V de la retenue et du laminage des crues.

On appelle le niveau des plus hautes eaux le niveau normale de la retenue majoré de la charge sur le déversoir de crue.

$$N_{\text{PHE}} = \text{NNR} + H$$

Avec H = la charge sur le déversoir

Les résultats de calcul du N_{PHE} sont récapitulés dans le **tableau III.1**

Tableau III.1.Récapitulatif des Hauteurs de plus hauts eaux

largeur de seuil b (m)	hauteur d'eau H (m)	N _{PHE} (m)
40	4.5	553
45	4.35	552.85
50	4.2	552.7
55	4	552.5
60	3.9	552.4
65	3.7	552.2
70	3.5	552

Donc pour b =70 m, le niveau de plus hautes eaux est : **NPHE = 20 m**

• **Calcul de la revanche**

Connaissant la longueur du fetch qui est la largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment en direction du barrage. Notre la cuvette du barrage se trouve dans une zone soumise au vent de direction nord -East et East, (vitesse faible).

Le traçage du Fetch est fait en utilisant le logiciel Arcgis. **F=2.7 km**

Côte de la crête du barrage : On a $N_{CR} = N_{PHE} + R + t$

Avec : N_{PHE} : Niveau de plus hautes eaux PHE et R : la revanche

Tableau III.2. Récapitulatif du calcul de la cote de la crête

H dév(m)	H PHE=NPHE-Cf	T (m)	R (m)	Hbarrage (m)
4.5	21	0.5	2	23.5
4.35	20.85	0.5	2	23.35
4.2	20.7	0.5	2	23.2
4	20.5	0.5	2	23
3.9	20.4	0.5	2	22.9
3.7	20.2	0.5	2	22.7
3.5	20	0.5	2	22.5

III.1.1.2. Conception de la crête :

La crête du barrage en tant qu'un élément de la digue est nécessaire pour donner au profil en travers une forme trapézoïdale stable

- La largeur en crête :

On doit choisir une largeur supérieure ou égale à 8 m afin de permettre le passage des engins et le bon déroulement des travaux de terrassement, elle est en générale égale au 1/3 de la hauteur du barrage

On opte pour une largeur de crête égale à: $b_{\text{crête}} = 8$ m (déjà calculé dans la chapitre précédent)

- longueur en crête :

La longueur en crête par rapport à l'axe définitif de la digue est $L = 2900$ m

Cette longueur est imposée par la topographie du site, le terrain est caractérisé par des pentes très douces, et la projection de l'axe sur les rives les plus élevées impose une longueur de 2900 m .

III.1.1.3 Pente des talus

Les pentes des talus amont et aval sont en fonction des matériaux de construction utilisés et leur caractéristiques mécaniques (cohésion C et l'angle de frottement φ) et de la hauteur.

Tableau III.3. Choix des fruits de talus pour un barrage en remblai

Hauteur du barrage	Type de barrage	Fruit des talus	
		Amont	Aval
$H \leq 5$	Homogène	2.5	2
	A zone	2	2
$5 < H < 10$	Homogène à granulométrie étendue.	2	2
	Homogène à grande présence d'argile.	2.5	.5
	A zone	2	2

10 ≤ H ≤ 20	Homogène à granulométrie étendue.	2.5	.5	2
	Homogène à grande présence d'argile.	3		2
	A zone	2	.5	
				3
20 < H	Homogène à granulométrie étendue.	3	.5	2
	A zone	3		3

(Source : ANBT)

Pour notre cas on opte pour les valeurs $m_1 = 3.5$ et $m_2 = 2$.

III.2. Conception de la variante de l'évacuateur de crues :

La fonction principale de l'évacuateur des crues est d'assurer la sécurité du barrage. Il sert à évacuer, en période de crue, l'eau excédentaire du réservoir, dans le bief aval ou dans le bassin versant voisin et ce afin d'éviter la submersion de la crête du barrage.

Les évacuateurs des crues peuvent être disposés dans la partie centrale du barrage (barrage déversoir), sur les rives (évacuateur latéral) ou combinés à d'autres ouvrages d'exploitation de la retenue. Dans le barrage déversoir, les débits sont évacués soit par-dessus le barrage, soit à travers des orifices spéciaux. L'évacuateur latéral peut être projeté aussi bien dans le cas du barrage en remblai que dans le cas du barrage en béton. Un barrage peut posséder plusieurs évacuateurs des crues de différents types incluant aussi des évacuateurs de secours utilisés pour évacuer des débits exceptionnels de faibles fréquences (exemple évacuateur à digue fusible).

III.2.1. Choix de l'évacuateur de crues :

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

- Les conditions topographiques et géologiques.
- Le type de barrage.
- Le débit à évacuer en fonction des éventuels d'excavation des rives.

- La qualité des prévisions des crues
- La durée de fonctionnement

Pour des raisons de sécurité, il serait souhaitable d'aller à des évacuateurs à seuil libre, sans organe de contrôle.

Le blocage des vannes en position fermée, à la suite d'une panne n'est pas négligeable, ce qui rendrait impossible l'évacuation d'une crue immédiatement subséquente

III.2.2. Le choix de l'emplacement de l'évacuateur de crues :

L'emplacement de l'évacuateur de crues dépend essentiellement de la topographie, de la géologie et de la géotechnique des rives.

• **Evacuateur de crue a surface libre dans la rive gauche :** La rive gauche est caractérisée par une pente très douce, la formation géologique est presque la même pour la rive droite, la perméabilité du sol (K) varie entre 5 à 10 mm/h. **Il n'existe pas de verrou clair pour ces sites de barrage**

• **Evacuateur de crue a surface libre dans la rive droite :** Le site de barrage en étude correspondent à une plaine longée en rive droite par un ravin assez important et creusée par les oueds principaux elle est caractérisée par des pentes assez importante de 8% composée par des poudingues du pliocène et des marnes du miocène.

• **Evacuateur de crue a surface libre central :** déversoir de type barrage en béton intégré dans la digue mais il existe des problèmes qui sont

- L'évacuateur sur la digue est un ouvrage instable nécessite un système de drainage, mais il reste toujours un risque de glissement du coursier
- Le déplacement de l'ouvrage à cause du tassement
- Un ouvrage couteux par la précaution à prendre au niveau du coursier, le bassin de dissipation et au pied du barrage

III.2.4 Le choix de type de l'évacuateur de crues :[4]

La méthode de V.M.Semenkov consiste à choisir le type d'évacuateur des crues de barrage fixe dans un intervalle d'utilisation préférentielle défini en fonction de la puissance correspondante au débit à évacuer $N=0,0098QZ \dots(III.1)$ (en kilowatt) et de la largeur relative

H/L de la vallée au droit de l'axe du barrage.

L et H étant respectivement, la longueur en crête et la hauteur du barrage ; Q (en m³/s) le débit de calcul de l'évacuateur des crues et Z la chute correspondante à ce débit (différence des niveaux des plans d'eau amont et aval)

Le plus utilisé en pratique est l'évacuateur de surface dans les vallées étroites et pour des puissances relativement faibles du débit à évacuer, on utilise l'évacuateur central. Pour les fortes puissances, l'évacuateur le plus utilisé est l'évacuateur latéral. Les évacuateurs en puits sont utilisés en général dans les vallées

Pour notre cas on a : $N=0.0098*864*15.5=131.24$ et $H/L=0.07$

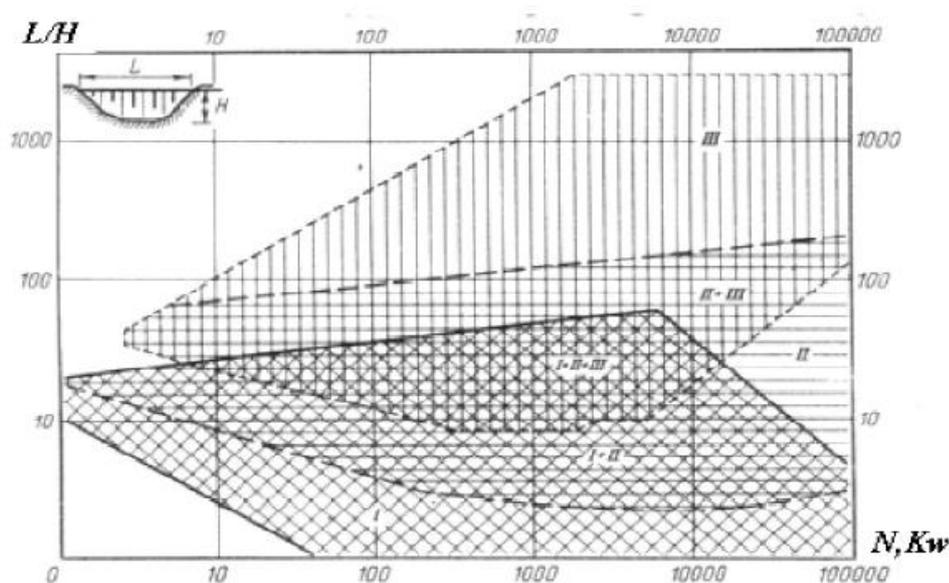


Figure III.1 : Intervalles de choix de différents types d'évacuateur de crue selon V.M. Semenkov, [4]

D'après la figure III.3, on peut choisir entre un évacuateur du type I ou II

- Evacuateur de **type I**, possédant un entonnement superficiel ;
- Evacuateur de **type II**, possédant un entonnement de fond ou de demi-fond.

Cependant, le débit laminé est grand ($q_{\max p\%} = 864.82 \text{ m}^3/\text{s}$), la variante d'un évacuateur de type puits est déconseillée (entonnement de fond ou demi-fond) à cause des problèmes de saturation et de transition en régime en charges qui se manifestent en vibration pouvant causer des problèmes au niveau de la digue en terre.

Aussi une variante d'un évacuateur de crue à surface libre, soit à entonnement latéral ou à entonnement frontal sur la rive droite, mais l'excavation de remblai de la variante de l'évacuateur à entonnement frontal est très importante donc pour réduire les excavations, on procède à la diminution de la largeur de déversoir de forme labyrinthe

Les ouvrages d'un évacuateur à surface libre présentent beaucoup d'avantages à savoir :

- Construction simple
- Entretien facile.

- Pas de risque de saturation.
- Pas de risque de blocages des vannes.

Les variantes étudiées seront donc

1. Evacuateur de crues latéral à entonnement latéral.
2. Evacuateur de crue latéral avec un seuil déversant type labyrinthe.
3. Evacuateur de crues frontal reposé sur la digue.

III.3. Etude des variantes de l'évacuateur de crues :

III.3.1. Etude de la première variante :

Pour une largeur de déversoir grande, un évacuateur de crue latérale a entonnement frontal est très coûteux surtout pour les travaux d'excavation et le bétonnage du coursier, de plus si les conditions géologiques ne permettent de dimensionnée cette variantes (évacuateur latérale a entonnement frontal), pour cela on prévoie une variante d'évacuateur latérale a entonnement latérale, qui s'étant généralement en longueur et pas en largeur ni en profondeur.

III.3.1.1. Dimensionnement et calcul hydraulique de l'évacuateur de crues :

Données de départ :

- Débit déversé : $q_{dév} = 438 \text{ m}^3/\text{s}$
- Charge hydraulique : $H = 3.5 \text{ m}$
- Longueur du seuil déversant : $L = 70 \text{ m}$
- Côte de la retenue normale : $NNR = 548.5 \text{ m}$

A. Canal d'amenée[3]

La vitesse d'approche est donnée par la formule : $v = \frac{Q}{S}$ Avec :

Q : Débit à évacuer (m^3/s)

S : Section du canal (m^2) = $h \times b$

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

P : Hauteur de pelle (5 m)

H: Lamé déversant (3.5 m)

On trouve $V = 2.25 \text{ m/s}$

$V \leq V_{adm}$ de béton armé (4.4 – 10) m/s (Donc pas de risque de l'érosion)

B. Calcul de déversoir:

Le déversoir a pour objet de contrôler le débit déversé, lors du dimensionnement de cet organe, il faut prendre en considération plusieurs paramètres tel que les contraintes de stabilité, le débit de pointe, les caractéristiques du sous-sol, la topographie et le type de barrage choisi.

On adopte un déversoir à profil sans-vidé et revêt le contour prédéfini par la formule de WES –CREAGER tel que : $y = \frac{(x^{1.85})}{2(H^{0.85})}$

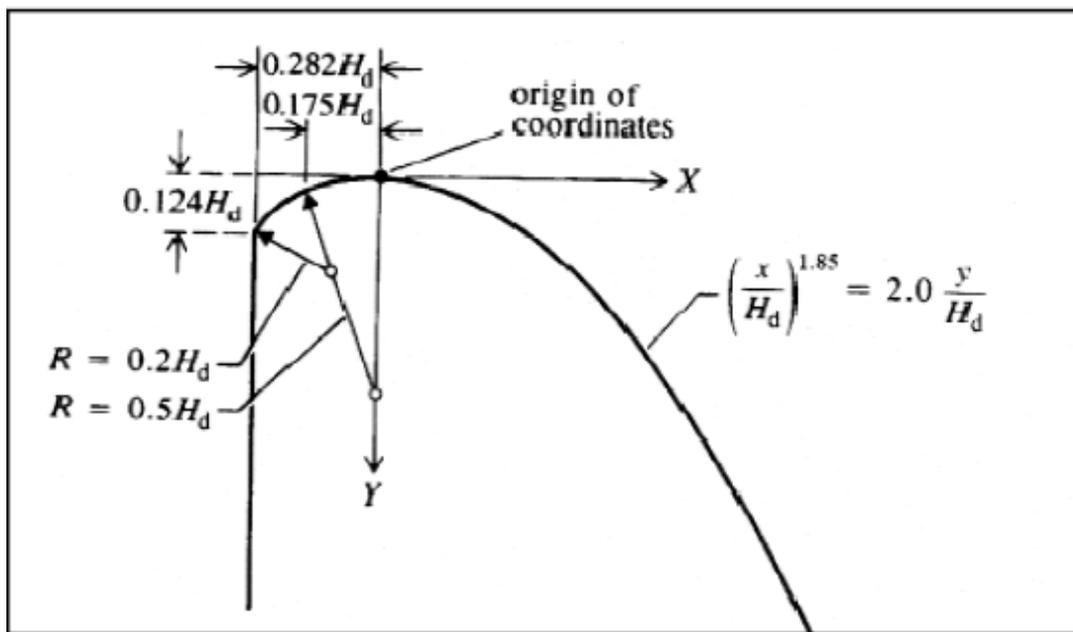


Figure III.2: Les paramètres du profil du déversoir Wes-Creager de la variante I , [3]

La partie en amont de la crête est conforme aux indications de l’U.S.A.C.E. (United States Army, Corps of Engineers) elle est construit en fonction de Hdév = 3.5 m, selon les rayons suivants :

$$R_1 = 0,5 * Hdév = 1.75 \text{ m} \text{ et } R_2 = 0,2 * Hdév = 0.6 \text{ m}$$

$$D1 = 0.124 * 3 = 0.4 \text{ m}$$

$$X_1 = 0.282 * 3 = 1 \text{ m}$$

$$X_2 = 0.175 * 3.5 = 0.62 \text{ m}$$

Tableau III.4 Les coordonnées du profil de déversoir de la variant I :

x	0	0.5	1	1.5	2	2.5	3	3.5	4	4.5	5	5.5	6	6.5	7
y	0	0.05	0.17	0.36	0.62	0.94	1.32	1.75	2.24	2.79	3.36	4.04	4.74	5.5	6.31

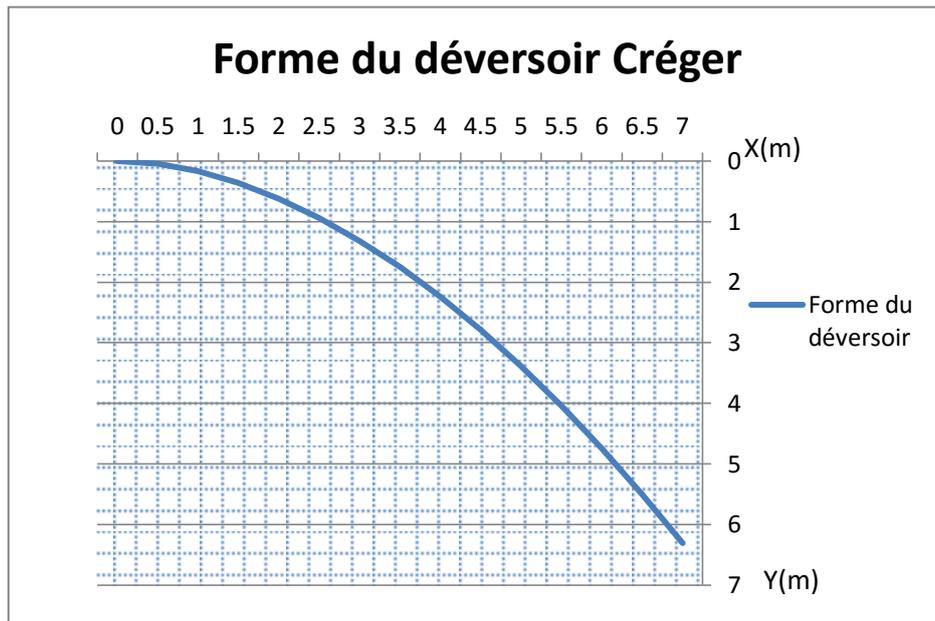


Figure III.3: Profile Wes-Creager du déversoir variante I.

C .Calcul hydraulique du déversoir :[3]

Pour le calcul hydraulique du déversoir, on utilise les étapes suivantes :

- On divise la largeur déversant en 14 tronçons et on établit les distances au bout de la tranchée jusqu'à chaque site xi

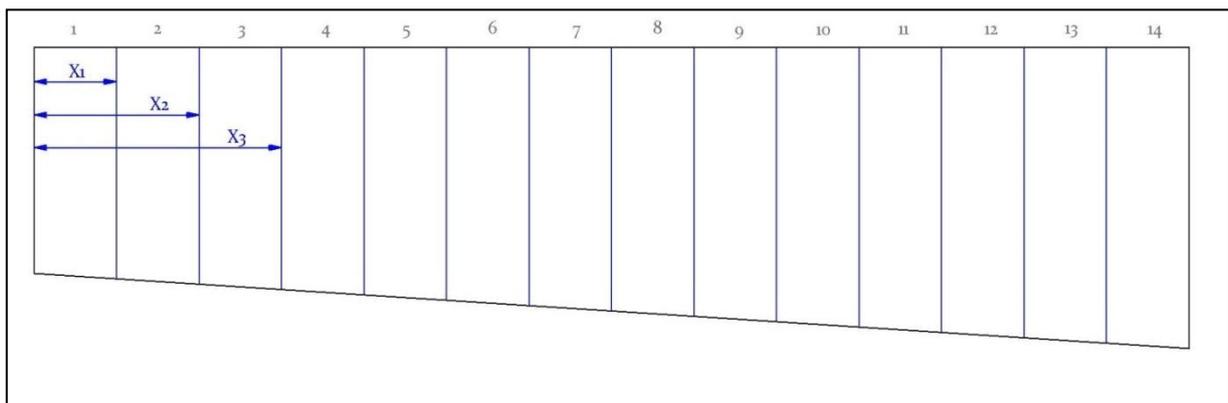


Figure III.4: représentation des tranchées

Le débit spécifique : $q = \frac{Q}{L} \rightarrow q = 14.17 \text{ m}^2/\text{s}$

Les débits aux sites : $Q_i = q \times X_i$

- En fixant la vitesse d'eau moyenne (V_{in}) au bout de la tranchée ($l = 5\text{m}$) et celle de la fin, puis on détermine les vitesses moyennes aux sites par :

$$V_i = V_{in} + a (x_i - 1) \text{ ou } a = (V_f - V_{in}) / (L - 1) \dots \dots \dots (III.2)$$

Avec : a : coefficient de proportionnalité

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

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

Nous prenons : $V_{in} = 3 \text{ m/s}$; $V_f = 9 \text{ m/s}$ donc : **a = 0.09**

- Calcul des sections mouillées aux sites :

Cette section donnée par :

$$W_i = Q_i / V_i \quad (\text{m}^2) \quad \dots\dots\dots(\text{III.3})$$

- calcul de largeur aux sites :

Cette largeur est donnée par la formule suivante :

$$b_i = L_1 + \frac{X_i \times (L_0 - L_1)}{L} \dots\dots\dots(\text{III.4})$$

On calcule les différentes largeurs :

$$L_c = Q_{dév}^{0.4} \dots\dots\dots(\text{III.5})$$

Donc : $L_c = 16\text{m}$

On a : selon la topographe on prend : $L_0 = L_c$ et $\frac{L_1}{L_0} = 0.75$

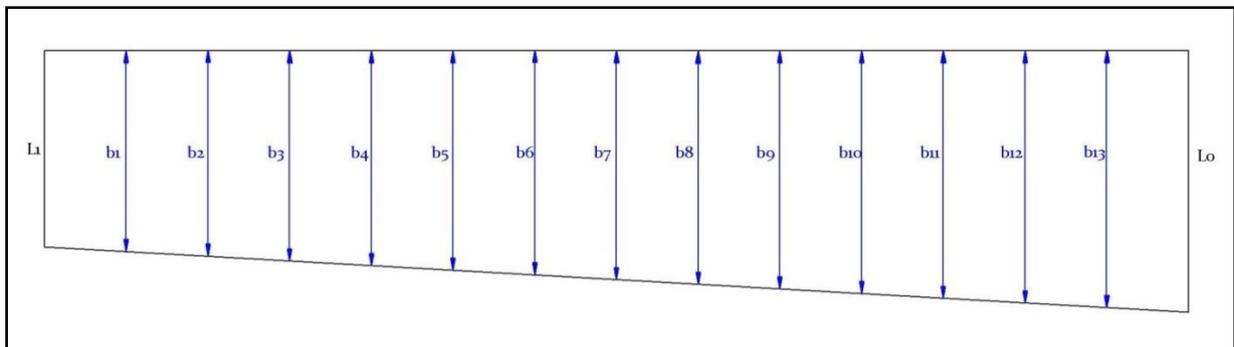


Figure III.5: Les différentes largeurs aux sites

Donc : **$L_0 = 16\text{m}$ et $L_1 = 12\text{m}$**

- calcul de la profondeur d'eau aux sites :

Cette profondeur est donnée par : $h_i = \frac{(-b_i + \sqrt{b_i^2 + 4mW_i})}{2m} \dots\dots\dots(\text{III.6})$

Avec : m : pente du profil du déversoir assimilé à un plan : $m = 1/3.5$

- calcul de la pente de fond pour chaque site :

Cette pente est donnée par : $L_i = \frac{V_i^2}{C_i^2 \cdot R_i} \dots\dots\dots(\text{III.7})$

Avec : V_i : vitesse moyenne aux sites (m/s).

R_i : rayon hydraulique (m).

C_i : coefficient de charge sera donné par : $\frac{1}{n} * R_i^{\frac{1}{6}}$

$$\Delta h_i = I_i \times \Delta x_i \quad (\text{m})$$

$$\Delta X_i = X_i - X_{i-1}$$

Une fois que nous avons déterminé les hauteurs d'eau h_i et les pertes de charge dans chaque tronçon, on détermine les cotes de la surface libre et les côtes du fond de la tranchée.

Tableau III.5. Hauteurs d'eau et pertes de charge (loge de réception)

N	X_i (m)	Q_i (m ³ /s)	V_i (m ²)	W_i (m)	b_i (m)	h_i (m)	R_i	C_i	I_i	Δh_i
1	5	70.8571	3	23.619	12.2857	1.84363	0.79871	56.6608	0.00351	0.01755
2	10	141.714	3.81	37.1954	12.5714	2.78312	1.0584	59.3827	0.00389	0.01945
3	15	212.571	4.26	49.8994	12.8571	3.59464	1.2256	60.8521	0.004	0.01999
4	20	283.429	4.71	60.1759	13.1429	4.19669	1.3001	61.4536	0.00452	0.02259
5	25	354.286	5.16	68.66	13.4286	4.6534	1.32402	61.6406	0.00529	0.02646
6	30	425.143	5.61	75.783	13.7143	5.00523	1.31961	61.6063	0.00628	0.03142
7	35	496	6.06	81.8482	14	5.27899	1.29918	61.4463	0.00749	0.03743
8	40	566.857	6.51	87.0748	14.2857	5.49323	1.26984	61.2129	0.00891	0.04453
9	45	637.714	6.96	91.6256	14.5714	5.66119	1.2358	60.9362	0.01056	0.05278
10	50	708.571	7.41	95.6237	14.8571	5.79256	1.19958	60.6349	0.01245	0.06225
11	55	779.429	7.86	99.1639	15.1429	5.89461	1.16273	60.3204	0.0146	0.07301
12	60	850.286	8.31	102.321	15.4286	5.9729	1.12617	60.0001	0.01703	0.08517
13	65	921.143	8.76	105.153	15.7143	6.03174	1.09048	59.6789	0.01976	0.09879
14	70	992	9.21	107.709	16	6.07453	1.05597	59.3599	0.0228	0.11399

Tableau III.6 côtes du plan d'eau et du fond de la tranchée

	Δh	H_i (m)	cote P.E	cote Fond de la loge
0	0,0000	0,000	15.5	15.5
1	0.01754918	1.8436322	15.482451	13.656368
2	0.01944684	2.7831211	15.480553	12.716879
3	0.01999351	3.5946391	15.480006	11.905361
4	0.02259134	4.1966862	15.477409	11.303314
5	0.02646306	4.653405	15.473537	10.846595
6	0.03141967	5.0052284	15.46858	10.494772
7	0.03743304	5.2789912	15.462567	10.221009
8	0.04453457	5.4932344	15.455465	10.006766
9	0.05278245	5.6611903	15.447218	9.8388097
10	0.06224893	5.792558	15.437751	9.707442
11	0.07301459	5.8946085	15.426985	9.6053915
12	0.08516546	5.9728969	15.414835	9.5271031
13	0.09879156	6.0317385	15.401208	9.4682615
14	0.11398594	6.0745329	15.386014	9.4254671

C. Chenal d'écoulement [3]

Le tracé du chenal doit être aussi rectiligne que possible avec une faible pente (inférieur à la pente critique) pour que le régime y soit fluvial, la longueur du chenal est égale à 25 m

Pour vérifier les conditions d'écoulement, on calculera la profondeur critique "y_c" et la pente critique.

• profondeur critique :

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{1}{g} \left(\frac{Q}{b}\right)^2} \dots\dots\dots(III.8)$$

Q : débit de projet lamine Q = 992 m³/s et b : la largeur de déversoir.

A.N :

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{1}{9,81} \cdot \left(\frac{338}{70}\right)^2} = 1,60 \text{ m}$$

• pente critique :

La pente critique se détermine par la formule de Manning

$$Q = K \cdot S \cdot R_H^{2/3} \cdot I^{1/2} \dots\dots\dots(III.9)$$

Avec : R_H rayon hydraulique en [m];

I : pente en [m/m];

S : section mouillée;

K : coefficient de Manning –Strickler (K = 71)

Pour une section rectangulaire

$$I_{cr} = \left[\frac{Q \cdot (b + (2 \cdot y_c))^{2/3}}{K \cdot (b \cdot y_c)^{5/3}} \right]^2 \dots\dots\dots(III.10)$$

$$I_{cr} = \left[\frac{992(70 + (2 \cdot 2,7))^{2/3}}{71 \cdot (70 \cdot 2,70)^{5/3}} \right]^2 \cdot 100\% = 0.16\%$$

D. Calcul hydraulique du coursier :

Le calcul a été effectué à l'aide d'un logiciel CANAL21, les résultats de calcul sont résumés dans le **tableau III.6** et le graphique de la ligne d'eau représente dans la **Figure V.3.5**.

Tableau III.6 paramètres de calcul de la ligne d'eau

Descriptif de la ligne d'eau										
n_0	x	Z_f	Y	V	J	H	H_s	F	I	Y_c
	m	m	M	m/s	m/m	m	m		m/m	m
1	0	16.5	4.54	11.4	0	12.7	12.2	1.56	0,06	1.61
2	27.8	15.7	4.45	13.2	0.01	12.5	13.7	1.49	0,06	1.61
3	55.6	13.54	4.27	14.6	0.01	11.45	14.4	2.24	0,06	1.61
4	83.3	11.24	3.99	15.7	0.01	11.13	14.5	2.51	0,06	1.61
5	111	10.7	3.76	16.7	0.01	10.71	15.17	2.74	0,06	1.61
6	139	9.91	3.57	17.5	0.01	10.35	15.47	2.96	0,06	1.61
7	167	8.42	3.42	18.3	0.01	9.74	15.48	3.16	0,06	1.61
8	194	7.8	3.29	19	0.02	9.64	16.15	3.35	0,06	1.61
9	222	6.1	3.18	19.7	0.02	8.87	16.51	3.52	0,06	1.61
10	250	5.3	3.09	20.3	0.02	8.74	16.78	3.68	0,06	1.61

Remarque : on peut bien constater que les vitesses depuis le N5 dépassent les 15m/s, on doit alors renforcer cette partie avec l'ajout des adjuvants qui assurent une résistance à l'érosion de l'eau. L'augmentation de la concentration du ciment mais toute en tenant compte de l'aspect économique.

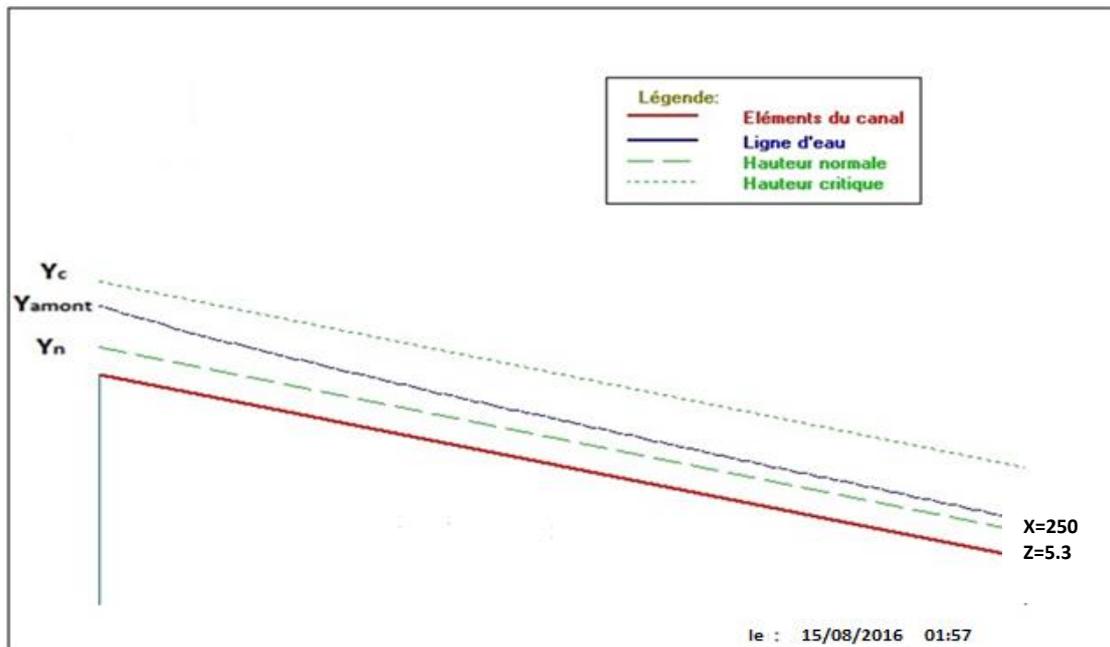


Figure III.6:Graphique de la ligne d'eau

E. Dissipateur d'énergie :

Afin de minimiser les effets de perturbation introduite dans le régime naturel par l'exécution d'un aménagement hydraulique, il faut que la restitution des débits s'effectue dans des conditions qui se rapprochent, le plus possible des conditions naturel ainsi, il est nécessaire que l'excédent d'énergie créée par l'exécution de l'aménagement se dissipe sans engendrer, dans le lit du fleuve, en aval des ouvrages, des érosions significatives qui pourraient en affecter la stabilité

Les types de structures le plus fréquemment adoptés pour atteindre cet objectif sont les suivants :

- Bassin de dissipation par ressaut hydraulique
- Bassin de dissipation par roller
- Bassin de dissipation d'impact
- Macro rugosité

Outre ces types, on adopte également des structures du type "saut de ski", chute libre, et jets croisés.

F. choix de l'ouvrage de restitution :

Pour choisir le type de structure de dissipation d'énergie, il faut tenir compte de tout un ensemble de facteurs, parmi lesquels les plus importants sont : la topographie, la géologie, l'hydrologie, le type de barrages et naturellement les considérations d'ordre économique.

Pour notre barrage on utilise un ouvrage de restitution type de saut ski

Le principe consiste à installer, en bas du déversoir, un bec relançant l'eau vers le haut suivant un angle θ .

Le jet se désintègre et retombe dans une cuvette de dissipation à une distance :

$$X = 2.K(Y + \frac{V^2}{2.g})\text{Sin}2\theta \quad \dots\dots\dots(\text{III.11})$$

Avec : K : coefficient d'aération K= 0,9

Y : tirant d'eau Y= 3.3m

V : vitesse au départ du saut de ski V=20m/s.

θ : angle de sortie d'eau $\theta=20^\circ$.

AN : **X = 27 m**

- Type de l'écoulement :

Le saut de Ski est composé d'une partie courbe dans la coupe longitudinale et d'une zone d'impact à l'aval.

On distingue deux cas d'écoulement

Le premier cas apparait pour des débits relativement faibles et se manifeste par un ressaut hydraulique et un déversement à son extrémité aval,

Le deuxième cas est celui du jet qui s'élance dans l'air et dont la zone d'impact se trouve loin à l'aval.

G. Dimensionnement du dissipateur [4]

Dans le dimensionnement de dissipateur d'énergie on doit calculer le rayon courbure R (rayon minimum nécessaire)

Tel que Le R_{min} dépend de la charge H_1 et du nombre de Froude.

Les différentes caractéristiques de l'écoulement au niveau de l'auge sont :

- le débit unitaire : $q_1 = 62 \text{ m}^2/\text{s}$
- la hauteur d'eau à l'amont : $h_1 = 3\text{m}$
- Le nombre de Froude : $F_1 = \frac{q_1}{(g \cdot h_1^3)^{0.5}}$ $F_1 = 3.2$
- La charge d'eau $H_1 = h_1 + \frac{q_1^2}{2 \cdot g \cdot h_1^2}$ A.N : $H_1 = 19,49 \text{ m}$

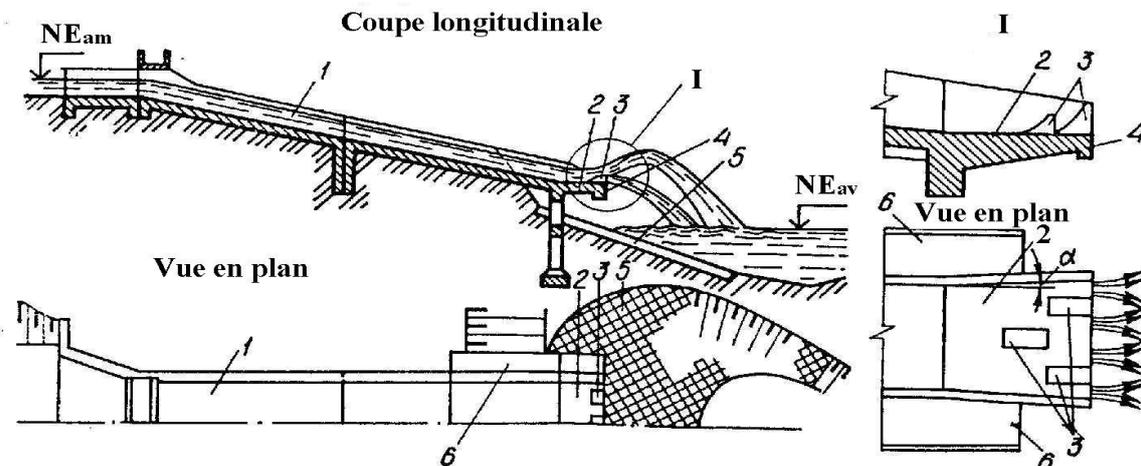


Figure III.7:Schéma du coursier avec saut de Ski [4]

Evacuateur à latéral avec saut de Ski :

1-Canal-coursier ; 2- console ; 3- déflecteurs saut de ski ; 4- déversement ; 5- protection de paroi de la fosse d'affouillement; 6- pont de service

H. Caractéristiques de l'écoulement :

La hauteur d'eau h_1 se calcule d'après une courbe de remous ; $h_1 = 3 \text{ m}$.

On a : $V_1 = q / h_1$; $V_1 = 18.39 \text{ m}$

La répartition des vitesses $V = V(r)$ à travers l'auge à angle d'ouverture β suit la loi de

$V_r = \text{constante}$

Avec : r : rayon de courbure de la ligne d'eau.

La pression au fond du canal est donnée par la relation suivante

$$\frac{\Delta p_f}{\rho g h_1} = \frac{F^2 h_1}{R} \dots\dots\dots(\text{III.12})$$

Avec : R : Rayon de courbure de l'auge qui dépend du nombre de Froude $F = 3.02$

D'après le graphe (Figure III.8) :

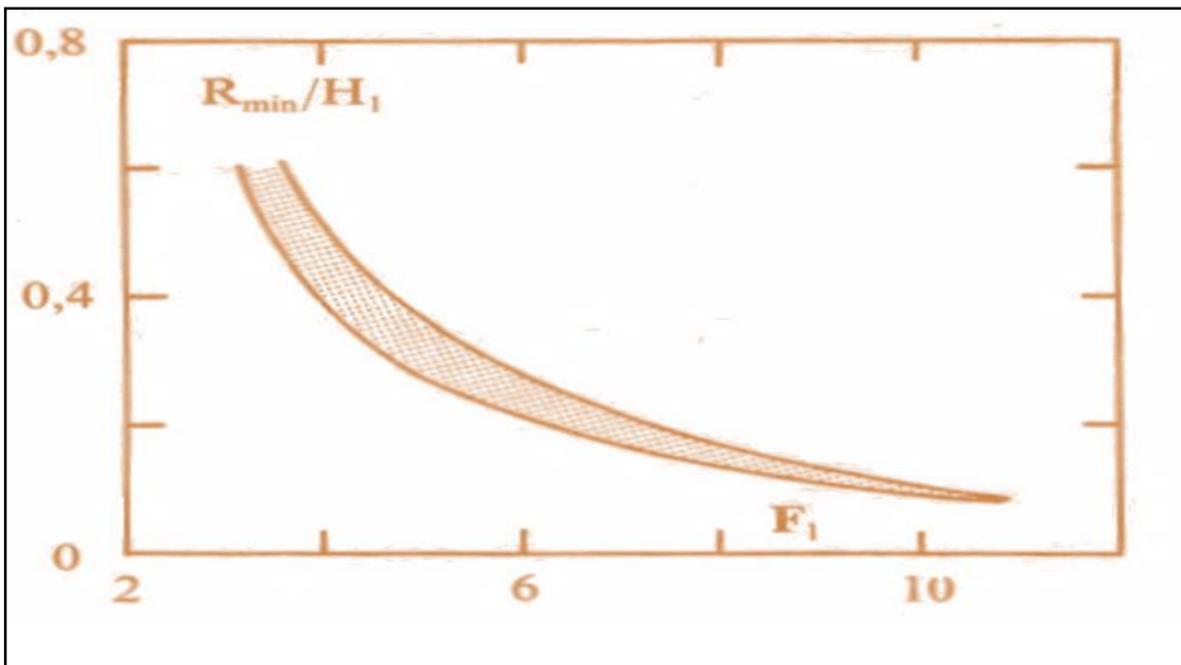


Figure III.8: rayon minimal relatif R_{\min}/H_1 en fonction de F_1 [6]

On a: $\frac{R_{\min}}{H_1} = 0,57$

On opte pour une valeur de $R_{\min} = 1.9 \text{ m}$

D'où : $\Delta p_f = \frac{F^2 \rho g h_1^2}{R} \dots\dots\dots(\text{III.13});$

$$\Delta p_f = 512.81 \text{KN/m}^2$$

L'auge de dissipateur du saut de ski sera munie de dents

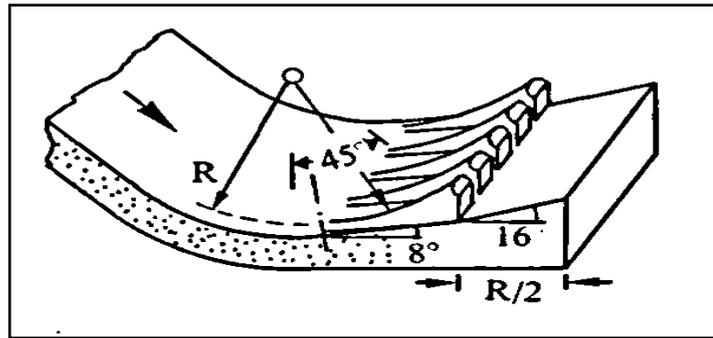


Figure III.9: Dent du dissipateur à auge,[8]

La largeur d'une dent est : $R / 8 = 1.25 \text{ m}$

L'espacement entre les dents est : $R / 20 = 0.5 \text{ m}$

I. Détermination des longueurs de trajectoire de jet

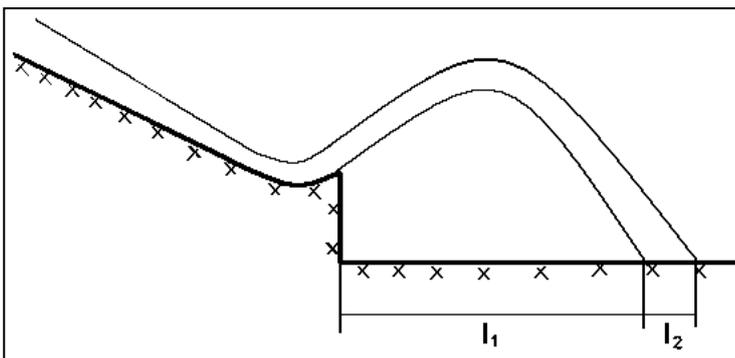


Figure III.10. Shéma des longueurs de trajectoire de jet saut de Ski [8]

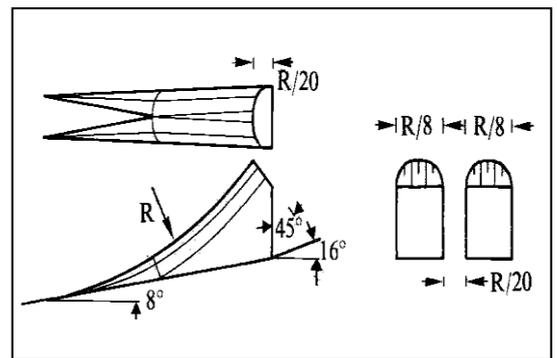


Figure III.11. Shéma des dents

$$\text{On a: } l_1 = \frac{v_1^2}{2g} \cos \alpha \left(\sin \alpha + \sqrt{\frac{2g(p+h/2)}{v_1^2} + \sin \alpha} \right) \dots\dots\dots(\text{III.14})$$

$$\text{On prend : } p = 1\text{m} \quad \text{Tg}(\alpha) = \sqrt{2 * \frac{g(p+h)}{v}} = 28.25^\circ \dots\dots\dots(\text{III.15})$$

$$l_2 = L \cos \theta \quad \text{Avec : } L = 1,4 q \log \frac{v_1}{v_a k} \dots\dots\dots(\text{III.16})$$

Avec : V_1 : Composante de la répartition de la Vitesse du jet

$$V_1 = \sqrt{V_x^2 + V_y^2} \dots\dots\dots(\text{III.17})$$

V_{adm} pour notre type de sol est environ 0.95 m/s

q : Débit spécifique.

k : Coefficient de réduction de la vitesse admissible.

$$\tan \theta = \sqrt{\tan^2 \alpha + \frac{2g(p+h/2)}{v_1^2 \cos \alpha}} \dots\dots\dots(\text{III.18})$$

Avec : $V_x = V \cdot \Psi$ (III.19)

Tel que : Ψ : coefficient de vitesse : $\Psi = 0,95$

$V = 18.38\text{m}^2/\text{s}$

Ce qui donne : $V_x = 17.5 \text{ m}^2/\text{s}$ Et : $V_y = \sqrt{2g(p + h/2)} = 7.26 \text{ m/s}$

D'Ou $V_1 = 18.95 \text{ m}^2/\text{s}$ Tan $\Theta = 0.6747$; $\Theta = 34^\circ$

Donc :

$$l_1 = 37.5 \text{ m} \qquad l_2 = 9.57 \text{ m}$$

J. Détermination de la hauteur d'affouillement [4]

La plus grande profondeur de la fausse d'affouillement est déterminée par la relation suivante :

$$f = AK \sqrt{q \sqrt{P + \frac{v^2}{2 \cdot g}}} \dots\dots\dots(III.20)$$

A : coefficient d'aération ; K : coefficient d'affouillement,

Les valeurs du coefficient d'aération A en fonction de la profondeur d'eau h et la vitesse à la fin de la console sont données dans **Tableau III.7**. Les valeurs du coefficient d'affouillement K_a en fonction du type de terrain et de l'angle d'inclinaison du jet entrant dans la fosse d'affouillement sont données dans le tableau

Tableau III.7. Coefficient d'aération A [4]

h.m	A pour v (m/s)				
	5	10	15	20	25
0.2	0.7	0.64	0.62	0.61	0.6
0.5	0,88	0.71	0.66	0.63	0.52
0.7	1	0.9	0.7	0.66	0.64

Tableau III.8. Coefficient d'affouillement [4]

Type de sol	K pour α°					
	0	12	25	40	60	90
Terrain très tendre (terrain mouvant)	1.4	1.8	2.4	2.8	3.3	4.5

Terrain dur et rocheux (après affouillement prolongé)	1.4	1.7	2	2.4	2.7	3.3
---	-----	-----	---	-----	-----	-----

On peut conclure que : $f = 12.3 \text{ m}$

La profondeur d'affouillement est égale : $f = f - h = 12.3 - 3.37 = 8.89 \text{ m}$

$f = 9 \text{ m}$

K. Hauteurs des murs bajoyers:

1. Canal à addition latérale :

Sur le long du canal les hauteurs des murs bajoyers vont atteindre le niveau de la crête de la digue $N_{CR} = 22.5 \text{ m}$.

2. le coursier :

Pour des raisons d'ordre économique et compte tenu de la ligne d'eau présentée, on partage le coursier en deux tronçons dont les hauteurs des murs bajoyers différent.

- Le 1^{er} tronçon à l'amont.
- Le 2^{ème} tronçon à l'aval

- **Hauteur du 1er tronçon :**

Les murs bajoyers du 1er tronçon vont atteindre le niveau de la crête de la digue $N_{CR} = 22.5 \text{ m}$

- **Hauteur au début de 2^{ème} tronçon :**

$$H_m = h_e + r \dots\dots\dots(III.21)$$

Avec : h_m : hauteur du mur bajoyer

h_e : hauteur d'eau $h_e = 3 \text{ m}$

r : revanche de sécurité donnée par :

$$r = 0,61 + 0,14 \times \frac{V}{3} \dots\dots\dots(III.22)$$

V : la vitesse du niveau début de 2eme tronçon : $V = 13,9 \text{ m/s}$

Ce qui donne : $r = 1,26 \text{ m}$, $H_m = 4.26 \text{ m}$ on prend $H_m = 5 \text{ m}$

- **Hauteur à la fin de 2^{ème} tronçon :**

$h_e = 3 \text{ m}$ on aura $V = 17.564 \text{ m/s}$, $r = 1.43 \text{ m}$, $H_m = 5 \text{ m}$

Pour des raisons constructives et de sécurité on prend la hauteur du 2^{ème} tronçon :

$$H_m = 6 \text{ m}$$

3. le bassin de dissipation :

$$H_m = 0,2 * H = 2,4 \text{ m}$$

Pour des raisons constructives et de sécurité on prend la hauteur suivante : **Hm = 2,5 m**

III.3.1.2 Phénomène hydraulique :

L'entraînement d'air dans l'écoulement conduit à un phénomène dynamique qui est la cavitation qui peut se produire dans les écoulements à hautes vitesses et qui est la formation puis le collapsus de cavités, ou poches, de vapeur.

En général, ces poches se forment dans des zones où, pour une raison quelconque, la pression locale baisse jusqu'à la tension de la vapeur et le collapsus commence, en aval quand les poches sont transportées par l'écoulement dans une région où la pression locale est supérieure à la tension de vapeur.

La résorption de ces poches provoque la destruction locale des surfaces, sur la crête de l'évacuateur de crues l'écoulement s'accélère, lorsque le niveau, de turbulence à la surface libre est suffisamment élevé, de l'air commence à être entraîné.

Dans la zone d'accélération l'écoulement est désigné sous le nom d'écoulement non uniforme, si la géométrie et la rugosité du canal ne varie pas à l'aval, un écoulement aéré uniforme peut s'établir.

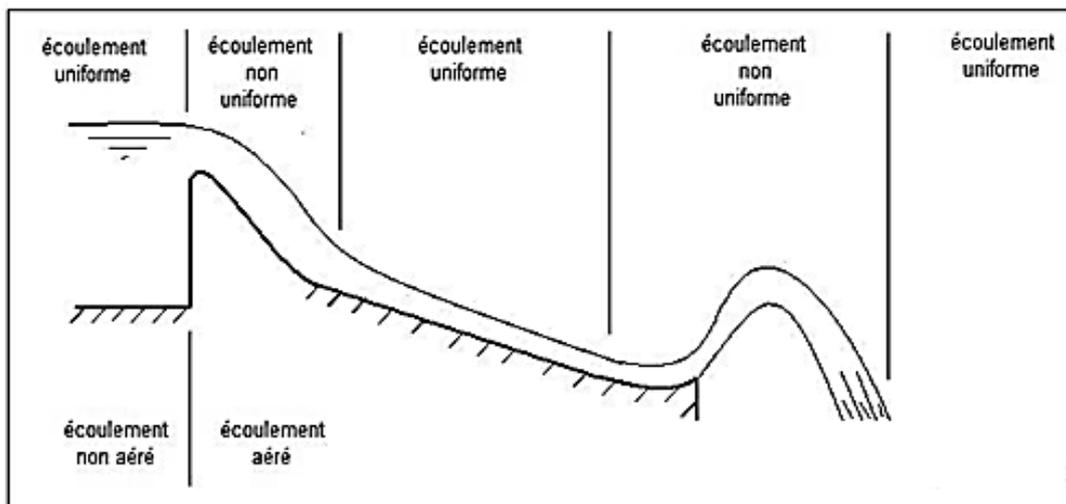


Figure III.12 : Les types de régimes dans un écoulement aéré et non aéré

III.3.1.3. Localisation du point de départ de l'aération :

Pour que l'entraînement d'air se produise, deux conditions doivent être satisfaites :

- Énergie cinétique des remous en surface doit être plus grande que l'énergie de tension en surface.

- L'écoulement doit avoir atteint un état entièrement turbulent.

A l'aval du rétrécissement, prolonge par un coursier, l'épaisseur de la lame d'eau diminue suivant la courbe de remous. La couche limite turbulente s'accroît fortement pour attendre la surface libre à une certaine distance x de la fin du rétrécissement.

Le point de départ de l'aération survient lorsque l'épaisseur de la couche limite est égale à la profondeur d'eau, pour calculé la localisation du point de départ de l'aération nous utilisons la formule de KELLER ET RASTOGI (1977) suivante :

$$\frac{\delta}{x} = 0,0212 \left(\frac{XL}{HL}\right)^{0,11} \left(\frac{x}{n}\right)^{-0,1} \dots\dots\dots(III.23)$$

Avec : δ : Epaisseur de la couche limite (m).

n : Rugosité n = 0,014.

$$H_1 = H - Z - h$$

H : Charge sur la crête (m)

$$H = \frac{3}{2} \left(\frac{q}{\sqrt{g}}\right)^{\frac{2}{3}} \dots\dots\dots(III.24) \quad ; \text{ D'où : } H = 10.97 \text{ m}$$

Z : Cote du radier du coursier au-dessous de la crête.

h : Tirant d'eau (m).

X : Distance à partir du rétrécissement au point de départ de l'aération (m).

XL = HL/sin α avec sin α = 0,0492 (la pente du coursier)

Tableau III.9. : Calcul du point de départ de l'aération

Xi (m)	0	25	50	75	100	125	150	175	200	225	250
h (m)	5,484	4,889	4,51	4,232	4,015	3,839	3,691	3,566	3,457	3,361	3,377
Z (m)	0	-1,21	-2,44	-3,67	-4,91	-6,14	-7,37	-8,60	-9,24	-9,87	-10,2
HL (m)	5,566	7,368	8,98	10,491	11,94	13,348	14,729	16,087	17,428	18,756	20,07
XL (m)	113,13	149,76	182,52	213,23	242,68	271,30	299,37	326,97	354,23	381,22	407,99
δ (m)	0	0,349	0,651	0,938	1,216	1,486	1,751	2,012	2,269	2,522	2,773

Remarque : la valeur maximal de l'épaisseur de la couche limite est inférieure a celle minimale du tirant d'eau, donc il n'y a pas de risque d'entrainement d'air.

III.3.1.4. Vérification de l'apparition des vagues roulantes [7]

La condition d'absence de vagues roulantes :

$$b/h < (10 \div 12) \text{ et } Fr^2 < 40.$$

Avec : b : largeur du coursier,

$$F_r : \text{Nombre de Froude} \quad F_r^2 = \frac{v^2}{g \cdot h}$$

h : profondeur d'eau minimale dans le coursier

$$\text{On a : } b/h = 9.27 \quad \text{et} \quad Fr^2 = 10.24$$

il n'y a pas de vagues roulantes.

III.3.2. Etude de la deuxième variante de l'évacuateur de crues :

Un évacuateur de crue à entonnement frontal avec une grande largeur (pour notre évacuateur 70 m) est très coûteux surtout pour le bétonnage, de plus les travaux de terrassement sont considérablement importantes et requièrent une durée de travaux considérable et un coût élevé, pour cela on va réduire cette largeur en utilisant une variante d'évacuateur comprend un seuil déversant type labyrinthe, elle a une forme polygonale en plan.

Un revêtement au-dessus des drains placés au niveau du radier sur toute la longueur de l'évacuateur, ces revêtements seront enrésés dans fondation, à la fin du coursier, l'eau sera projetée vers le haut par un saut de ski qui tombera dans un bassin de plonge.

III.3.2.1. Dimensionnement et calcul hydraulique de l'évacuateur de crues :

III.3.2.2. Dimensionnement du déversoir labyrinthe :

La longueur du seuil déversant qui égale à 70 m sera déployée sur une espace de 30 m dans une nouvelle variante d'un évacuateur plus économique à seuil labyrinthe.

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

Données de départ :

- Débit déversé : $q_{dév} = 438 \text{ m}^3/\text{s}$
- Charge hydraulique : $H = 3 \text{ m}$
- Largeur : $W = 30 \text{ m}$
- Côte de la retenue normale : $NNR = 548.5 \text{ m}$
- Hauteur de la pelle : $P = 5 \text{ m}$

4. Calcul de débit normal

On a la formule de débit normal suivante :

$$Q_n = \mu \cdot W \cdot \sqrt{2gH}^{3/2} \dots\dots\dots(III.25)$$

Avec μ : coefficient de débit donné par la formule suivant :

$$\mu = 0,4023 \left(1 + \frac{0,135.H}{P}\right) \cdot \left(1 + \frac{0,0011}{H}\right)^{3/2} \dots\dots\dots(III.26)$$

AN: $\mu = 0,44$

$$Q_n = 383.3 \text{ m}^3/\text{s}$$

5. Calcul de la géométrie du déversoir :

On considère un élément de base de largeur D d'un déversoir labyrinthe et de longueur déversant : $L= 4a + 2b$ (voir Figure III.13)

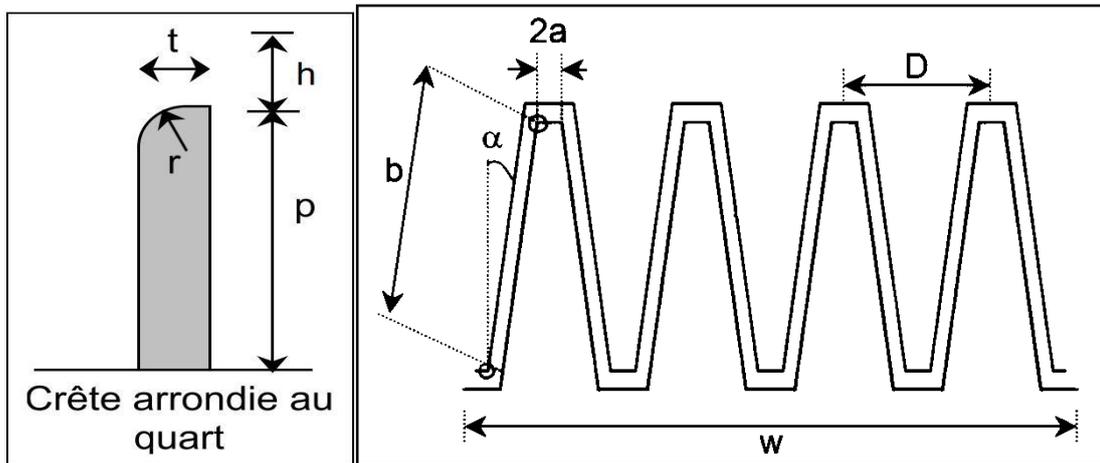


Figure III.13 : la géométrie du déversoir labyrinthe [8]

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 D/P , la performance q^* du déversoir défini comme le rapport : Q_L / Q_n

On aura donc :

Donc : $q^* = 864.82 / 383.3 = 2.588$; $q^* = 2.588$

Et : $H/W = 2,837 / 30 = 0.117$; $H/W = 0.117$

Avec : $q^* = 2.588$ et $H/W = 0.117$

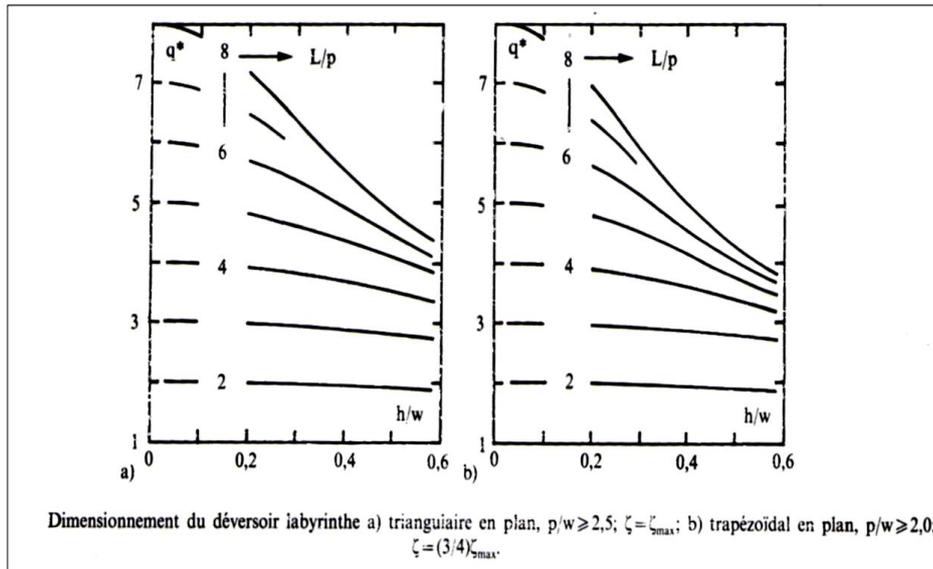


Figure III.14 : Dimensionnement de déversoir labyrinthe trapézoïdale

Pour faciliter l'utilisation de l'abaque précédente, les équations ci-après permettent de déterminer le coefficient de débit μ en fonction de h_1/p .

Tableau V.10. Expressions du coefficient de débit pour un déversoir labyrinthe [7]

$\mu = \frac{2}{3} \left(0,49 - 0,24 \left(\frac{h_1}{p} \right) - 1,20 \left(\frac{h_1}{p} \right)^2 + 2,17 \left(\frac{h_1}{p} \right)^3 - 1,03 \left(\frac{h_1}{p} \right)^4 \right)$	pour $\alpha = 6^\circ$
$\mu = \frac{2}{3} \left(0,49 + 1,08 \left(\frac{h_1}{p} \right) - 5,27 \left(\frac{h_1}{p} \right)^2 + 6,79 \left(\frac{h_1}{p} \right)^3 - 2,83 \left(\frac{h_1}{p} \right)^4 \right)$	pour $\alpha = 8^\circ$
$\mu = \frac{2}{3} \left(0,49 + 1,06 \left(\frac{h_1}{p} \right) - 4,43 \left(\frac{h_1}{p} \right)^2 + 5,18 \left(\frac{h_1}{p} \right)^3 - 1,97 \left(\frac{h_1}{p} \right)^4 \right)$	pour $\alpha = 12^\circ$
$\mu = \frac{2}{3} \left(0,49 + 1,00 \left(\frac{h_1}{p} \right) - 3,57 \left(\frac{h_1}{p} \right)^2 + 3,82 \left(\frac{h_1}{p} \right)^3 - 1,38 \left(\frac{h_1}{p} \right)^4 \right)$	pour $\alpha = 15^\circ$
$\mu = \frac{2}{3} \left(0,49 + 1,32 \left(\frac{h_1}{p} \right) - 4,13 \left(\frac{h_1}{p} \right)^2 + 4,24 \left(\frac{h_1}{p} \right)^3 - 1,50 \left(\frac{h_1}{p} \right)^4 \right)$	pour $\alpha = 18^\circ$
$\mu = \frac{2}{3} \left(0,49 + 1,51 \left(\frac{h_1}{p} \right) - 3,83 \left(\frac{h_1}{p} \right)^2 + 3,40 \left(\frac{h_1}{p} \right)^3 - 1,05 \left(\frac{h_1}{p} \right)^4 \right)$	pour $\alpha = 25^\circ$
$\mu = \frac{2}{3} \left(0,49 + 1,69 \left(\frac{h_1}{p} \right) - 4,05 \left(\frac{h_1}{p} \right)^2 + 3,62 \left(\frac{h_1}{p} \right)^3 - 1,10 \left(\frac{h_1}{p} \right)^4 \right)$	pour $\alpha = 35^\circ$
$\mu = \frac{2}{3} \left(0,49 + 1,46 \left(\frac{h_1}{p} \right) - 2,56 \left(\frac{h_1}{p} \right)^2 + 1,44 \left(\frac{h_1}{p} \right)^3 \right)$	pour $\frac{h_1}{p} < 0,7$ et $\alpha = 90^\circ$

D'après Figure III.14 On détermine l'augmentation de la largeur L/P :

L/P = 3 on trouve : $L = 3 \cdot 5 = 15$ m

On propose une largeur d'un élément de base $D = 5 \text{ m}$ donc $n = 4$

$L = 4a + 2b = 18$ donc : $a = 0.5 \text{ m}$ et $b = 6.5 \text{ m}$

Calcule l'angle α :

$$\sin \alpha = \frac{D-4a}{L-4a} = \frac{10-5}{18-5} = 0.2307 \quad \text{Donc } \alpha = 13^\circ$$

• On calcule l'épaisseur du seuil déversant : $t = P / 6$; $t \approx 1 \text{ m}$.

• le rayon de courbure est égale a : $r = P / 12$; $r \approx 0,5 \text{ m}$.

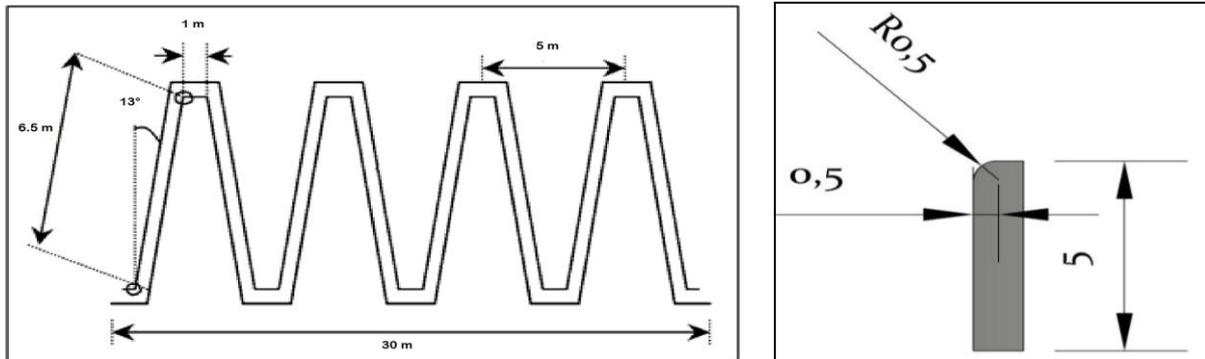


Figure III.15: la géométrie de déversoir labyrinthe avec leurs dimensions réelles [7]

6. Calcul hydraulique de déversoir :

Notre déversoir labyrinthe est formé par 4 bacs de canard, il très difficile de déterminé la hauteur d'eau à l'intérieur de chaque bec car il y a l'influence des cotes pour cela nous allons considérer une hauteur égale à Y amont du coursier, cependant cette estimation reste à vérifier par la projection d'un modèle réduit et une étude de similitude bien élaborée.

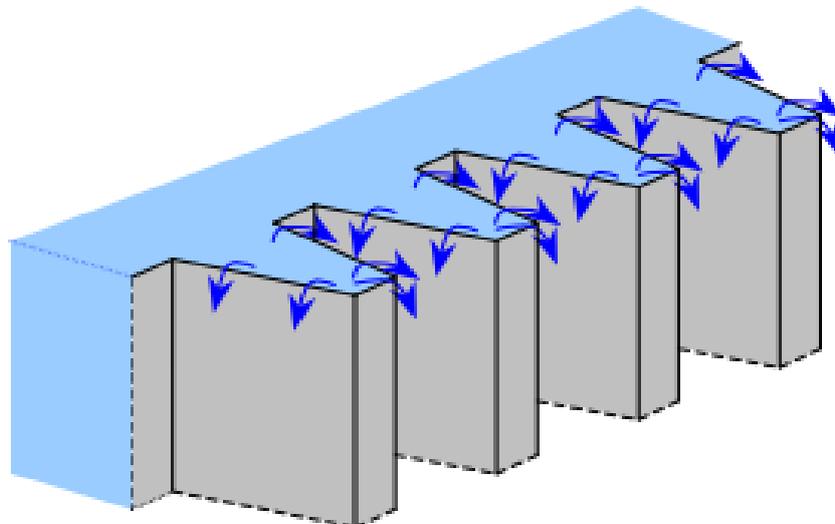


Figure III.16: Vue en perspective d'un déversoir labyrinthe [8]

7. calcul hydraulique du coursier

Le calcul été effectué à l'aide d'un logiciel **CANAL21**, les résultats de calcul sont résumés dans Tableau III.11. Et le graphique de la ligne d'eau représente dans la Figure III.21.

Tableau III.11. : Différents paramètres de calcul de la ligne d'eau.

n_0	x	Z_f	Y	V	J	H	H_s	F	reg.	I	Y_c
	m	m	m	m/s	m/m	m	m			m/m	m
1	0	16	1.462	8,85	0.049	14.33	14.06	,032	tor	0,057	2,84
2	27,56	15.10	1.46	9.31	0.05	13.97	14.14	3.046	tor	0,057	2,84
3	55,11	14	1.458	9.73	0.05	12.6	14.22	3.059	tor	0,057	2,84
4	82,67	13.87	1.456	9.94	0.05	12.23	14.28	3.071	tor	0,057	2,84
5	110,2	13.12	1.454	9.97	0.05	11.85	14.35	3.082	tor	0,057	2,84
6	137,7	12.14	1.453	10	0.05	11.47	14.4	3.092	tor	0,057	2,84
7	165,3	11.75	1.451	10.02	0.051	11.08	14.45	3.101	tor	0,057	2,84
8	192,8	11.58	1.45	10.4	0.051	10.69	14.5	3.109	tor	0,057	2,84
9	220,4	10.43	1.449	13.06	0.051	9.29	14.55	3.117	tor	0,057	2,84
10	250	10.40	1.447	14.08	0.051	8.89	14.59	3.124	tor	0,057	2,84

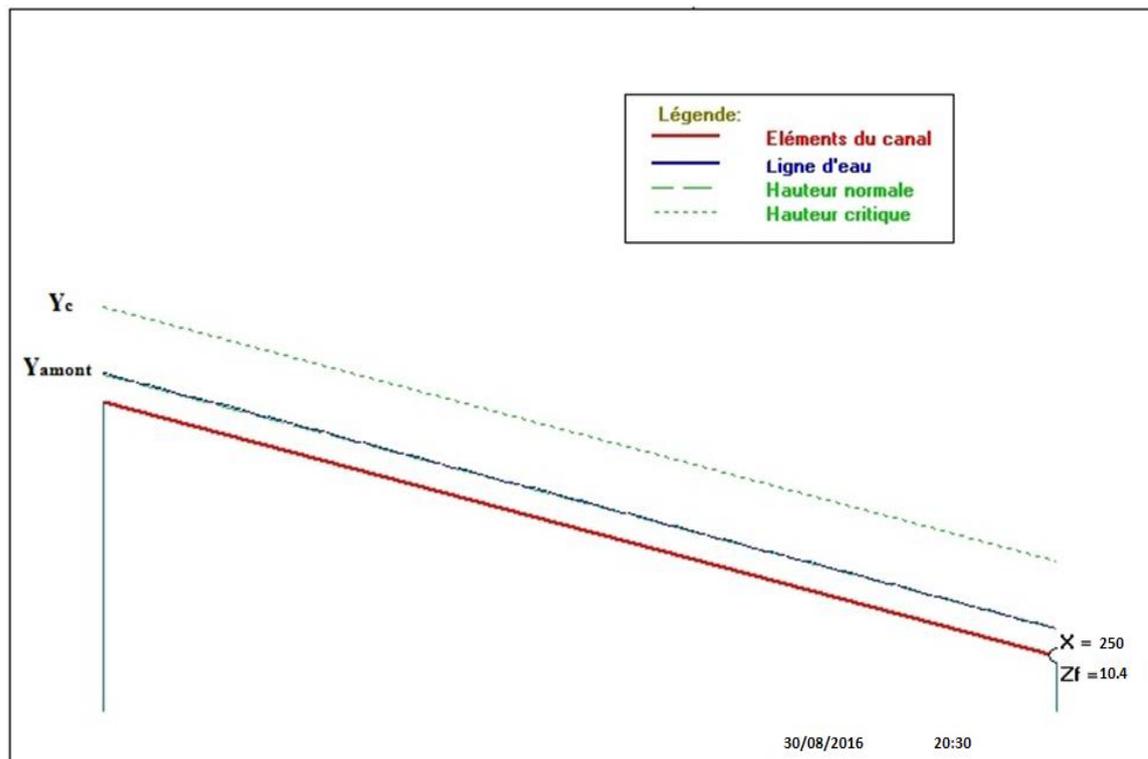


Figure III.17 : Graphique de la ligne d'eau (coursier)

8. Dissipateur d'énergie :

Afin de minimiser les effets de perturbation introduites dans le régime naturel par l'exécution d'un aménagement hydraulique, il faut que la restitution des débits s'effectue dans des conditions qui se rapprochent, le plus possible des conditions naturelles ainsi, il est nécessaire que l'excédent d'énergie créée par l'exécution de l'aménagement se dissipe, sans engendrer, dans le lit du fleuve, des érosions significatives qui pourraient en affecter la stabilité

Les types de structures le plus fréquemment adoptés pour atteindre cet objectif sont les suivants :

- Bassin de dissipation par ressaut hydraulique
- Bassin de dissipation par roller
- Bassin de dissipation d'impact
- macro-rugosité

Outre ces types, on adopte également des structures du type "saut de ski", chute libre, et jets croisés

9. Choix de l'ouvrage de restitution :

1) Conception

A la sortie du coursier, il faut prévoir un dispositif pour dissiper l'énergie cinétique de l'eau. Il s'agit d'un, ouvrage qui, par création d'un ressaut hydraulique, transforme l'écoulement torrentiel au niveau du coursier à un écoulement lent pouvant être restitué dans le lit de l'oued sans risque d'érosion.

2) Dimensionnement [4]

Le débit (Q) qui passe dans le bassin de dissipation est : $Q = V_1 \cdot h_1 \cdot B$

Avec $h_1 = 2.56$ donc $V_1 = 22.5$ m/s

La hauteur h_2 est déterminée par la relation : $h_2 = \left(\frac{h_1}{2}\right) \left(\sqrt{1 + 8F_R^2} - 1\right)$ (III.27)

La longueur de ressaut hydraulique $L_{\text{ressaut}} = 6 (h_2 - h_1)$ (III.28)

La longueur de bassin de dissipation $L_{\text{bassin}} = (0.8-1.25) L_{\text{ressaut}}$ (III.29)

Le nombre de Froude est donné par la relation ; $F_R = \frac{V_a}{\sqrt{gh_1}}$ (III.30)

Le nombre de Froude $Fr = \frac{V_a}{\sqrt{gh_1}} = 4.54$

La hauteur (h_2).est déterminée par la relation :

$$h_2 = \left(\frac{2.56}{2} \right) \left(\sqrt{1 + 8 * 4.5^2} - 1 \right) = 14.10 \text{ m}$$

La longueur de ressaut hydraulique $L_{\text{ressaut}} = 6 (h_2 - h_1) = 69.24 \text{ m}$

La longueur de bassin de dissipation $L_{\text{bassin}} = (0.8 - 1.25) L_{\text{ressaut}} = 55 \text{ m}$

Nous avons Fr supérieure à 4,5 et V_a supérieure à 15 m /s alors on opte pour un Bassin de dissipation USBR type III.

On a utilisé la hauteur d'eau claire équivalente (sans augmentation due au pourcentage d'air qui est le paramètre plus significatif du point de vue énergétique) en considérant le coursier à Largeur constante (de 50 m en faveur de la sécurité)

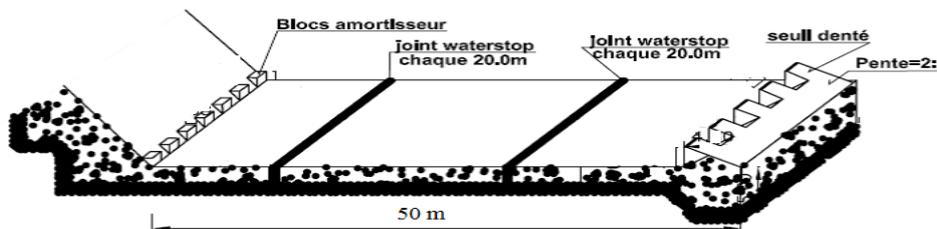


Figure III.18: Bassin de dissipation type III de la variante 2

- **Dimensionnement des blocs de chute [4]**

$$h_1 = a_1 = e_1 = y_1 = 1.16$$

h_1 : La hauteur du bloc de chute.

a_1 : L'épaisseur du bloc de chute.

e_1 : L'espacement entre deux blocs de chutes successives.

Le nombre des blocs de chute = $50 / (1.16 + 1.16) = 22$ blocs

- **Dimensionnement du seuil denté [4]**

$$h_2 = 0.2h_1 = 0.2 * 14.1 = 2.82 \text{ m}$$

$$a_2 = 0.15 h_2 = 0.15 * 14.1 = 2.16 \text{ m}$$

$$e_2 = 0.15 h_2 = 0.15 * 14.1 = 2.16 \text{ m}$$

h_2 : La hauteur du seuil denté,

a_2 : L'épaisseur du seuil denté,

e_2 : L'espacement entre deux seuils dentés successifs.

Le nombre des seuils dentés $50 / (2.16 + 2.16) = 12$ seuils dentés

- **La hauteur des murs bajoyers sur le bassin de dissipation [4]**

$$H_m = h_e + r$$

H_m : hauteur du mur bajoyer

h_e : hauteur d'eau = 14.1 m

r : revanche de sécurité donnée : $r=0.2$

$r=0.2$ m alors $H_m = 14.3$ m on admet un valeur de **14.5 m**

• **Calcul de la risberme:**

La risberme est un dispositif destiné à la tranquillisation de l'écoulement à l'aval du barrage

$$B_{ris} = B + 2 L_{ris} \operatorname{tg} \alpha$$

B_{ris} : largeur de la risberme,

B : largeur du bassin de dissipation,

α : Angle d'inclinaison [$\alpha = 8^\circ \div 10^\circ$], on prend $\alpha = 10^\circ$

• **La longueur de la risberme**

Elle déterminée en fonction du tirant d'eau critique d'où ;

$L_{ris} = 8h_{cr}$ tel que pour un régime critique

$$\frac{V^2}{g * h_{cr}} = 1 = \frac{q^2}{g * h_{cr}^3} = 1 \Rightarrow h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{q_{cr}^2}{g}}$$

$$\Rightarrow L_{ris} = 8 * \sqrt[3]{\frac{q_{ris}^2}{g}} \rightarrow \text{telque} \rightarrow q_{ris} = \frac{Q_{ris}}{B_{ris}}$$

$$B_{ris} = B + 2 * 8 \sqrt[3]{\frac{Q_{ris}^2}{B_{ris}^2 * g}} * \tan 10^\circ$$

Par itération on trouve que $B_{ris} = 65$ m

$$q_{ris} = 886.84/60 = 15.26 \text{ m}^3/\text{s.ml}$$

$$h_{cr} = (19.83^2/9.81)^{1/3} = 2.87 \text{ m}$$

donc : $h_c = 2.87$ m

Donc la longueur est égale: $L_{ris} = 8h_c = 8 * 2.87 = 23$ m

• **La longueur des dalles de béton :**

La risberme se compose en dalles monolithes de longueur : $b = \frac{L_{ris}}{3}$

Donc : $b = 28/3 = 7.67$ m

• **L'épaisseur**

$T_{ris} = (1/6 - 1/7) b$ pour des dalles en béton ; $T_{ris} = (1/7) * 9 = 1.28$ m

III.3.3. Etude de la troisième variante

L'évacuateur de crues frontal est une variante à prendre en considération, malgré les grandes dimensions qu'il va occuper, il est constitué d'un déversoir en béton poids raccordé directement avec l'ouvrage de dissipation (saut de Ski), avec des fondations en béton armée ancrées jusqu'à la deuxième couche (10 m de profondeur).

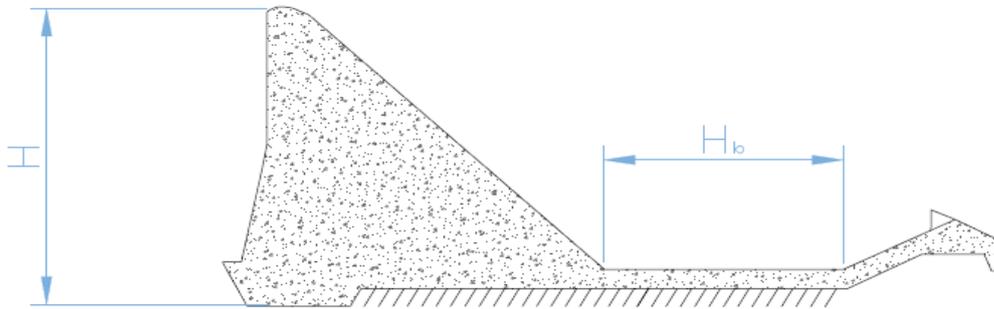


Figure III.19: Evacuateur de crue frontal avec déversoir Creager

III.3.3.1. Dimensionnement et calcul hydraulique de l'évacuateur de crues

Le calcul hydraulique se fait pour le déversoir et l'ouvrage de dissipation d'énergie, en se basant sur les données suivant :

- Débit déversé : $q_{dév} = 438 \text{ m}^3/\text{s}$
 - Charge hydraulique : $H = 3 \text{ m}$
 - Longueur du seuil déversant : $L = 70 \text{ m}$
 - Côte de la retenue normale : $\text{NNR} = 548.5 \text{ m}$
- H: Lamé déversant (3.5 m)

A. Calcul de déversoir [7]

Le déversoir a pour objet de contrôler le débit déversé, lors du dimensionnement de cet organe, il faut prendre en considération plusieurs paramètres tel que les contraintes de stabilité, le débit de pointe, les caractéristiques du sous-sol, la topographie et le type de barrage choisi.

On adopte un déversoir à profil sans-vide et revêt le contour prédéfini par la formule de WES –CREAGER tel que

$$y = \frac{(x^{1.85})}{2(H^{0.85})} \dots\dots\dots(\text{III.31})$$

Le réservoir est callé au niveau NNR du barrage, la hauteur H est $H_{nnr} = 16.5$ m et la fondation est projeté jusque 10m de profondeur.

Tableau III.12.Coordonnées du déversoir Creager

X	0	0.5	1	1.5	2	2.5	3	3.5	4	4.5	5	5.5	6	6.5
Y	0	0.04	0.143	0.302	0.515	0.778	1.09	1.45	1.857	2.309	2.805	3.346	3.931	4.558
X	7.5	8	8.5	9	9.5	10	10.5	11	11.5	12	12.5	13	13.5	14
Y	5.94	6.693	7.487	8.322	9.198	10.11	11.07	12.06	13.1	14.17	15.28	16.43	17.62	18.85

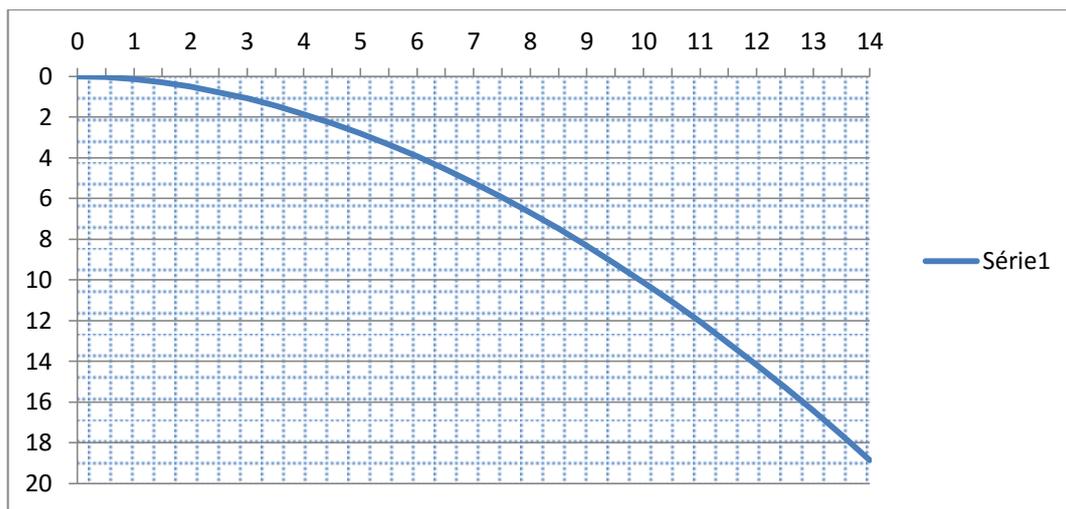


Figure III.20: Profil du déversoir Creager

Au point 16.5 :13 le déversoir sera raccordé directement à l’ouvrage de restitution.

B. Dissipateur d’énergie :

Le déversoir frontal sera relié à un Saut de Ski, le principe consiste à installer, en bas du déversoir, un bec relançant l’eau vers le haut suivant un angle θ .

Le jet se désintègre et retombe dans une cuvette de dissipation à une distance :

$$X = 2.K(Y + \frac{V^2}{2.g})\text{Sin}2\theta \dots\dots\dots\text{(III.32)}$$

Avec : K : coefficient d’aération $K= 0,9$

Y : tirant d’eau $Y= 3.3\text{m}$

V : vitesse au départ du saut de ski $V=20\text{m/s}$.

θ : angle de sortie d’eau $\theta=20^\circ$.

AN : $X = 27$ m

- **Type de l’écoulement :**

Le saut de Ski est composé d'une partie courbe dans la coupe longitudinale et d'une zone d'impact à l'aval.

On distingue deux cas d'écoulement

- Le premier cas apparaît pour des débits relativement faibles et se manifeste par un ressaut hydraulique et un déversement à son extrémité aval,
- Le deuxième cas est celui du jet qui s'élanche dans l'air et dont la zone d'impact se trouve loin à l'aval.

C. Dimensionnement du dissipateur [4]

Dans le dimensionnement de dissipateur d'énergie on doit calculer le rayon courbure R (rayon minimum nécessaire)

Tel que Le R_{min} dépend de la charge H_1 et du nombre de Froude.

Les différentes caractéristiques de l'écoulement au niveau de l'auge sont :

- le débit unitaire : $q_1 = 12.35 \text{ m}^2/\text{s}$
- la hauteur d'eau à l'amont : $h_1 = 3 \text{ m}$
- Le nombre de Froude : $F_1 = \frac{q_1}{(g \cdot h_1^3)^{0.5}}$ $F_1 = 2.3$
- La charge d'eau $H_1 = h_1 + \frac{q_1^2}{2 \cdot g \cdot h_1^2}$ A.N : $H_1 = 6.37 \text{ m}$

- **Caractéristiques de l'écoulement :**

La hauteur d'eau h_1 se calcule d'après une courbe de remous ; $h_1 = 3.37 \text{ m}$.

On a : $V_1 = q / h_1$; $V_1 = 4.85 \text{ m}$

La répartition des vitesses $V = V(r)$ à travers l'auge à angle d'ouverture β suit la loi de V
 $r = \text{constante}$

Avec : r : rayon de courbure de la ligne d'eau.

La pression au fond du canal est donnée par la relation suivante

$$\frac{\Delta p_f}{\rho g h_1} = \frac{F^2 h_1}{R} \text{(III.33)}$$

Avec : R : Rayon de courbure de l'auge qui dépend du nombre de Froude $F = 2.3$

D'après le graphe (Figure III.8) :

On a: $\frac{R_{min}}{H_1} = 0,6$ donc on opte pour une valeur de $R_{min} = 2 \text{ m}$

D'où : $\Delta p_f = \frac{F^2 \rho g h_1^2}{R}$; $\Delta p_f = 294.68 \text{ KN/m}^2$

L'auge de dissipateur du saut de ski sera munie de dents, qui vont façonner l'écoulement avec un angle α , cela va engendrer un jet d'eau avec une portée qui sera calculé par la suite.

La largeur d'une dent est : $R / 8 = 0.25 \text{ m}$

L'espacement entre les dents est : $R / 20 = 0.1 \text{ m}$

• **Détermination des longueurs de trajectoire de jet**

On a:
$$l_1 = \frac{v_1^2}{2g} \cos \alpha \left(\sin \alpha + \sqrt{\frac{2g(p+h/2)}{v_1^2} + \sin \alpha} \right) \dots\dots\dots(\text{III.34})$$

On prend : $p = 0.5\text{m}$ $Tg(\alpha) = \sqrt{2 * \frac{g(p+h)}{v}} = 30^\circ \dots\dots\dots(\text{III.35})$

$l_2 = L \cos \Theta$ Avec : $L = 1,4 q \log \frac{V_1}{V_a k} \dots\dots\dots(\text{III.36})$

V_a : c'est la vitesse admissible du béton

K : Coefficient d'affouillement (voir Tableau III.8.)

Avec : V_1 : Composante de la répartition de la Vitesse du jet

$$V_1 = \sqrt{V_x^2 + V_y^2} \dots\dots\dots(\text{III.37})$$

q : Débit spécifique.

k : Coefficient de réduction de la vitesse admissible.

$$\tan \theta = \sqrt{\tan^2 \alpha + \frac{2g(p+h/2)}{v_1^2 \cos \alpha}} \dots\dots\dots(\text{III.38})$$

Avec : $V_x = V \cdot \Psi$

Tel que : Ψ : coefficient de vitesse : $\Psi = 0,95$

$V = 4.85\text{m}^2/\text{s}$

Ce qui donne : $V_x = 4.61 \text{ m}^2/\text{s}$ Et : $V_y = \sqrt{2g(p + h/2)} = 8.85 \text{ m/s}$

D'Ou $V_1 = 9.98 \text{ m}^2/\text{s}$ $\tan \theta = 0.346$; $\theta = 20^\circ$

Donc :

$$l_1 = 21.7 \text{ m} \qquad l_2 = 6.48 \text{ m}$$

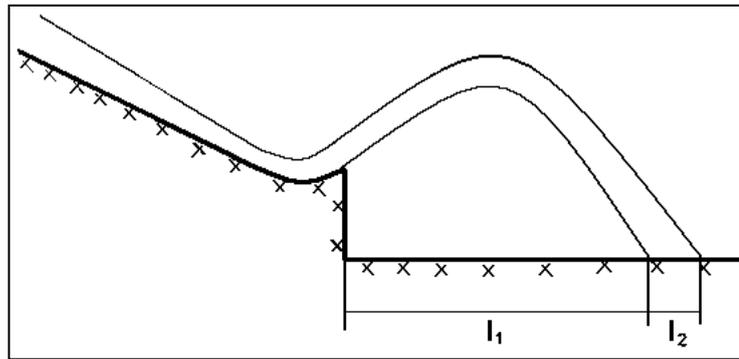


Figure III.24 profil des portés conjugués du jet d'eau

Remarque :

L'évacuateur de crue sera posé sur la fondation du barrage, tenant compte de son poids très important il faut faire une étude approfondie sur la stabilité vis-à-vis le glissement.

III.4.choix de la variante :

III.4.1.comparaison entre les deux variantes :

L'évacuateur de crue latéral à entonnement latéral est une variante simple à mettre en réalisation, les problèmes sur le plan techniques et réalisation seront minimales, de plus la topographie de la rive droite (l'emplacement de l'évacuateur) est très adaptée à ce choix, pour l'ouvrage de dissipation, on opte pour un saut de ski. Pour l'autre variante, le type de déversoir (Labyrinthe) requiert une bonne maîtrise du domaine de la construction hydrotechnique, essentiellement pour le maintien de la pente, et le coffrage des pecs. Economiquement la 2eme variante peut être estimée plus chère par rapport à la 1ere variante vue la quantité de béton utilisée dans le coursier ($b=30m$), pour la troisième variante on aura deux problèmes principales, le premier c'est la contrainte technique vis-à-vis la stabilité de l'ouvrage, (on ne peut pas disposer d'un drain), la deuxième c'est économique, vue la quantité de béton qui sera utilisée pour l'ouvrage, (voir **Tableau III.13**)

Tableau III.13.Prix approximatifs des 3 variantes

N°	Quantité de béton armé en (m^3)	Prix unitaire en (Da)	Montant (M Da)
Variante 1	5525.9	15000	82.889
Variante 2	7196.46	15000	107. 947

Variante 3	12365.13	15000	185.477
------------	----------	-------	---------

Tableau III.14. Présentation des résultats de calcul hydraulique

Les différentes dimensions		Evacuateur Latéral à entonnement latéral
Type du Déversoir		Creager
	Largeur du seuil déversant	70m
	Charge déversant	3.5m
Coursier		
	Largeur	16 m
	Longueur	250 m
Type d'ouvrage de dissipation		Saut de Ski
	Longueur	47.5 m
	Largeur	20 m
Murs bajoyers		
	Hauteur coursier	5.5m

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.

IV.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

IV.1.1. Type d'ouvrage de dérivation provisoire :

1) 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.

2) 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).

3) 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.

IV.1.1. 2 Conception de l'Ouvrage :

La conception de l'ouvrage de dérivation provisoire, de façon analogue à celles de l'évacuateur de crue et du bassin de dissipation, est dominée par les contraintes topographiques et par l'importance de la crue de chantier.

La dérivation provisoire des eaux de chantier du barrage d'Oued El Ham à la fin des travaux de construction du barrage utilisé pour le passage de la vidange de fond et la conduite de prise d'eau. Les critères de conception retenus pour ces ouvrages sont donc les suivants

- permettre l'évacuation, avec un adéquat revanche garanti, de la crue de chantier ayant une période de retour $Tr = 10$ ans et $Q_{\max, 10\%} = 175.75\text{m}^3/\text{s}$.

IV.1.1.3. Calcul du risque de dépassement :

Le risque R pour la capacité d'un ouvrage conçu pour faire face à la crue de durée de retour de T années soit dépassé au moins une fois au cours d'une durée de vie de L années est donné par la formule suivante:

$$R = T / (L + 0.5L)$$

Il est prévu que la construction du barrage avec les ouvrages annexes s'effectuera sur une période de 3 ans et demi (42 mois). La dérivation provisoire est dimensionnée pour une crue de probabilité 10% (10 ans) donc le pourcentage de risque de rupture pendant la période de construction du barrage est égal 19.05%.

IV.1.1.4. Succession des travaux :

- **1^{ère} étape** : Mise en place d'un batardeau partielle pour la construction de canal de dérivation.
- **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 (sur la rive droite).
- **3^{ème} étape** : Construction d'un batardeau amont pour acheminer les eaux vers le canal et amortir à la fois la crue qui sera par la suite incorporé dans la digue.
- **4^{ème} étape** : La mise en eau après la fin des travaux.

IV.1.1.5. Calcul de section de la galerie de dérivation :

1) la partie en dehors du corps du barrage :

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

$$Q = \frac{1}{n} * S * R^{2/3} * I^{1/2} \quad \text{pour une section économique : } b = 2h, \text{ et } R = h/2$$

Les parois interne du tunnel sont construites avec du béton .On prend $n = 0.014$

Tableau IV-1: calcul de la hauteur et profondeur du canal de dérivation

b (m)	h (m)	S (m2)	P (m)	R (m)	Q (m ³ /s)
0	0	0	0	0	0,000
0.5	0.25	0.125	1	0.125	0.223214286
1	0.5	0.5	2	0.25	1.417322368
1.5	0.75	1.125	3	0.375	4.178739823
2	1	2	4	0.5	8.999436071
2.5	1.25	3.125	5	0.625	16.31706327
3	1.5	4.5	6	0.75	26.53334396
3.5	1.75	6.125	7	0.875	40.0236562
4	2	8	8	1	57.14285714
4.5	2.25	10.125	9	1.125	78.22916196
5	2.5	12.5	10	1.25	103.6068936
5.5	2.75	15.125	11	1.375	133.5885225
6	3	18	12	1.5	168.4762325
6.5	3.25	21.125	13	1.625	208.563157
7	3.5	24.5	14	1.75	254.1343758
7.7	3.75	28.875	15.2	1.89967105	316.358538
8.2	4	32.8	16.2	2.024691358	374.9600751
8.7	4.25	36.975	17.2	2.149709302	439.9128393
9.2	4.5	41.4	18.2	2.274725275	511.475624
9.7	4.75	46.075	19.2	2.399739583	589.9022487
10.2	5	51	20.2	2.524752475	675.4419211

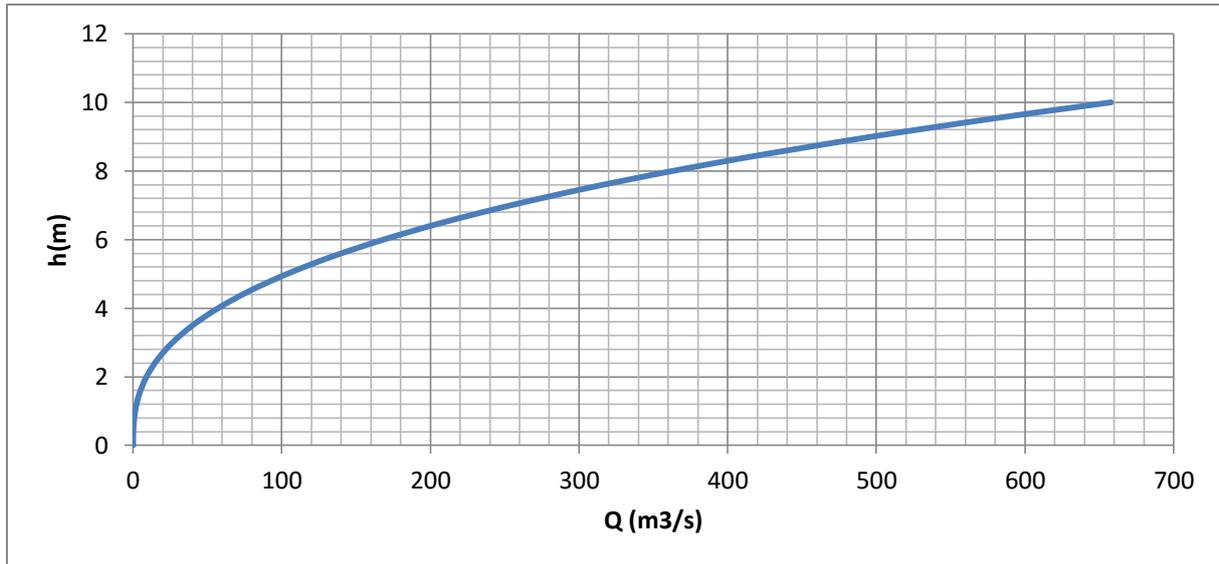


Figure IV-1 : courbe de tarage de l'oued

On prend $b = 7$ m et $h = 3.5$ m

a. La hauteur du canal de dérivation :

$$H_d = h + R_v$$

H_d : hauteur du canal de dérivation provisoire

h : tirant d'eau dans le canal

R_v : revanche (0.75m)

$$H_d = 3.75 + 0.75 = 4.5 \text{ m}$$

Donc pour la galerie $b = 7$ et $H_d = 4.5$ m

b. Calcul de la hauteur critique :

$$h_{cr} = (Q^2 / gb^2)^{1/3}$$

$$\text{Donc } h_{cr} = 5.55 \text{ m}$$

c. La pente critique :

$$I_{cr} = \frac{gh_{cr}}{R_{cr} C^2}, \text{ avec } R = \frac{S_{cr}}{P_{cr}}$$

$$S_{cr} = 42.735 \text{ m}^2$$

$$P_{cr} = 18.8 \text{ m}$$

$$R_{cr} = 2.27 \text{ m}$$

$$I_{cr} = 0.0047$$

On remarque que $I > I_{cr}$ et $h_n < h_{cr}$. Donc le régime est torrentiel.

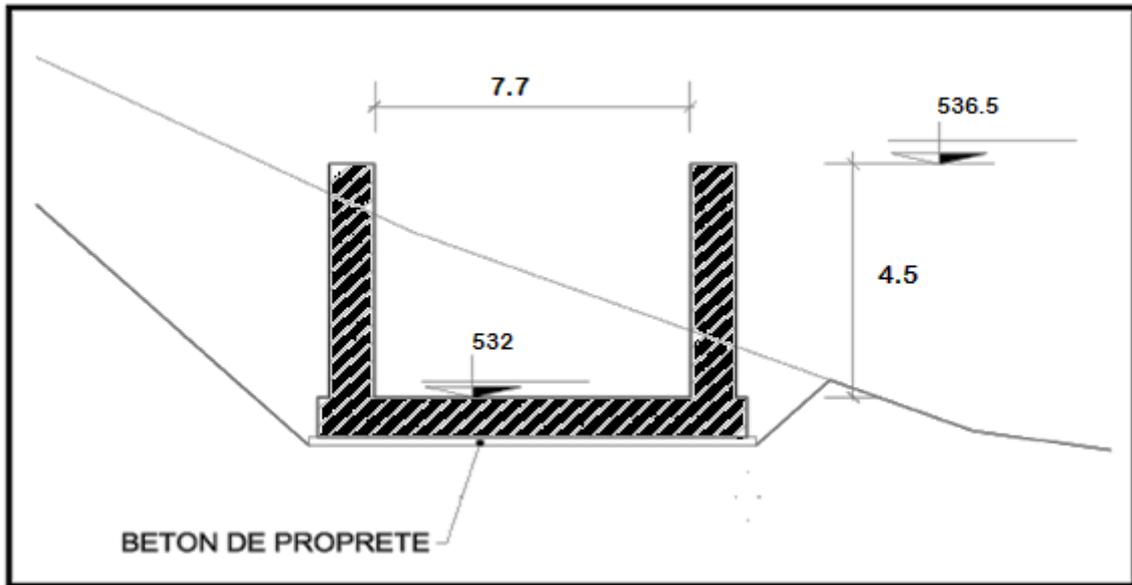


Figure IV-2: Dérivation provisoire : coupe type au dehors du corps du barrage

IV.1.2. La partie dans le corps du barrage :

En correspondance du barrage la coupe du canal devient fermée et divisée en 2 parties pour mesure de sécurité de forme rectangulaire 4.1x4.5 m l'écoulement restera a surface libre puisque l'écoulement est torrentiel (Pas de risque de transformation en régime en charge)

IV.1.2.1. Laminage de la crue de chantier :

Pour le laminage de crue de chantier on utilise la méthode de Kotcherine

Le volume stocké est exprimé selon la relation suivante :

$$V_F = V_C \cdot \left(1 - \frac{q_{lam}}{0.85Q\%} \right) \dots\dots\dots(IV.1)$$

Avec :

V_F : le volume force déterminé par la courbe capacité hauteur.

V_C : le volume de la crue correspondant au $Q\%$ (m^3).

$Q\%$: le débit de la crue (m^3/s).

q_{lam} : le débit laminé.

De cette relation se déduit le débit de crue laminée

$$q_{lam} = 0.85 * Q\% \cdot \left(1 - \frac{V_F}{V_C} \right) \dots\dots\dots(IV.2)$$

$$Q\% = 175.75m^3/s$$

$$V_c = 25 \text{ Mm}^3$$

Tableau IV-2 Laminage des crues par la méthode de Kotcherine

Hd(m)	$q_{\max} = m.b.\sqrt{(2g).hd^{(3/2)}}$						
	5	5.5	6	6.6	7	7.5	8
0	0	0	0	0	0	0	0
0.5	3.836813	4.220494	4.604175	5.064593	5.371538	5.755219	6.1389
1	10.85215	11.93736	13.02257	14.32483	15.193	16.27822	17.36343
1.5	19.93666	21.93033	23.924	26.3164	27.91133	29.905	31.89866
2	30.6945	33.76395	36.8334	40.51674	42.9723	46.04175	49.1112
2.5	42.89687	47.18656	51.47624	56.62387	60.05562	64.3453	68.63499
3	56.3894	62.02834	67.66728	74.43401	78.94516	84.5841	90.22304
3.5	71.05877	78.16464	85.27052	93.79757	99.48227	106.5882	113.694
4	86.81716	95.49888	104.1806	114.5987	121.544	130.2257	138.9075
4.5	103.5939	113.9533	124.3127	136.744	145.0315	155.3909	165.7503
5	121.3307	133.4637	145.5968	160.1565	169.8629	181.996	194.1291
5.5	139.978	153.9757	167.9735	184.7709	195.9691	209.9669	223.9647
6	159.4933	175.4426	191.392	210.5312	223.2906	239.24	255.1893

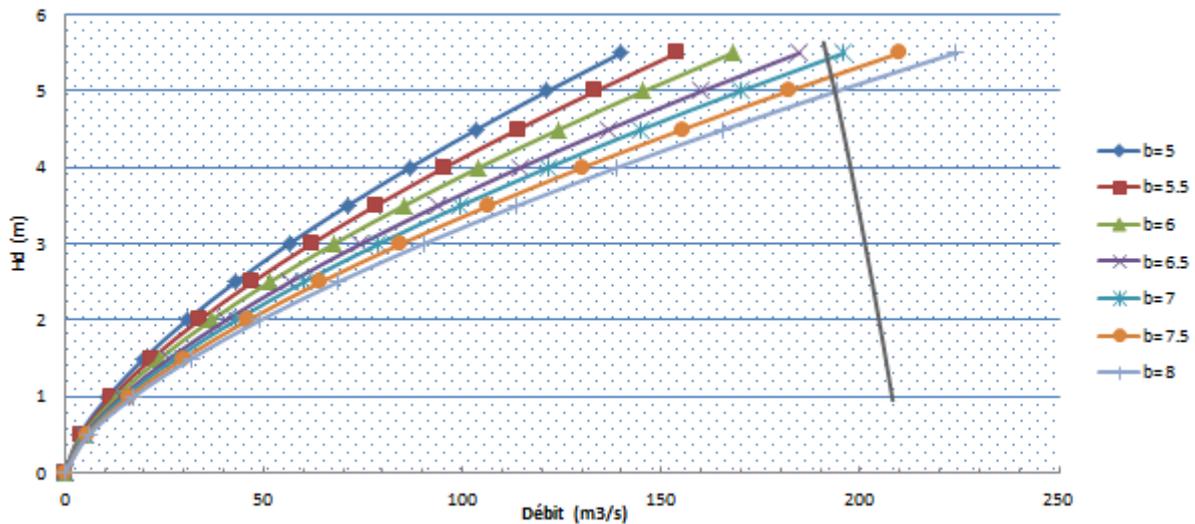


Figure IV-3 : courbe de débit en fonction de la hauteur

On opte pour un $q_{lam} = 142.12 \text{ m}^3/\text{s}$ et une hauteur de $H_d = 4.5 \text{ m}$

IV.1.3. 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.

IV-1-3-1 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

h_n : hauteur normal dans la galerie de dérivation a l'entré

R_v : la revanche

a : hauteur libre de sécurité (réserve constructive entre 0,40 et 0,60 m).

$$R_v = 1 + 0.3F^{0.5} \quad (F \approx 2.7 \text{ km}) \quad R_v = 1.5 \text{ m}$$

$$h_n = 5.5 \text{ m}$$

$$\text{Cote crête} = 540 \text{ m NGA}$$

La distance entre le batardeau et la digue est 50 m

La cote de l'oued à l'axe du batardeau est de 532 m NGA

Donc la hauteur du batardeau est de 7.5 m

On opte pour une largeur de 5 m ce qui permettra la circulation des engins de terrassement

IV-1-3-2 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 IV-3 Pentes des talus en fonction de la hauteur et du type de la digue

hauteur de la digue	type de la digue	fruit de talus	
		Amont	Aval
$H \leq 5$	homogène	2,5	2
	A zone	2	2
$5 < H < 10$	homogène à granulométrie étendue	2	2
	homogène à grande présence d'argile	2,5	2,5
	A zone	2	2,5
$< H < 20$	homogène à granulométrie étendue	2,5	2,5
	homogène à grande présence d'argile	3	2,5
	A zone	2	3
$H \geq 20$	homogène à granulométrie étendue	3	2,5
	homogène à grande présence d'argile	3	2,5
	A zone	3	3

Parement amont $m_1 = 2$

Parement aval $m_2 = 2$

IV-1-3-3 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.

IV-1-3-4 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.

a) Dimensionnement du Drain tapis

$$L_d = 1/4 L_b$$

L_d : longueur du drain tapis en m

L_b : largeur transversale du batardeau $L_b = 60$ m

On trouve $L_d = 15$ m

b) Dimensionnement de prisme

- **Hauteur :**

$$h_p = (0.15 \div 0.2) h_b$$

h_b : Hauteur du barrage ($h_b = 7.5$ m)

$$h_p = 1.20$$

- **Largeur en crête :**

$$B_{dr} = (1/3 \div 1/4) h_p \quad \text{on prend } B_{dr} = 0.4 \text{ m}$$

- **Fruits des talus :**

$$m_1 = (1 \div 2.5) \text{ on prend } m_1 = 2$$

$$m_2 = (1.15 \div 2.5) \text{ on prend } m_2 = 2$$

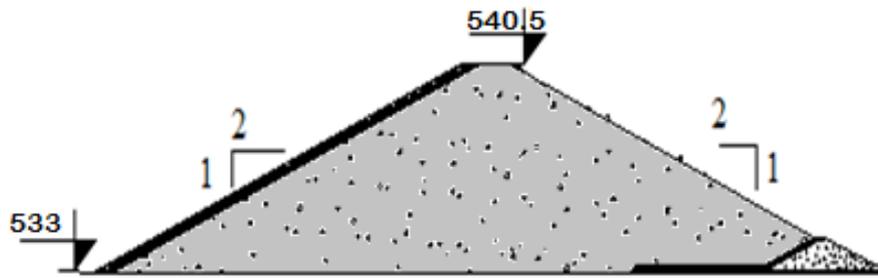


Figure IV- 4: Schéma du batardeau [3]

IV-1-3-5 Crête du batardeau aval

Pour la détermination du niveau de la crête de la digue, on peut utiliser la relation suivante:

Cote crête = côte de la sortie de la dérivation + h_n + a

h_n : hauteur normal dans la galerie de dérivation

a : hauteur libre de sécurité (réserve constructive entre 0,40 et 0,60 m).

$h_n = 5.50\text{m}$

Cote crête = 533 m NGA

La distance entre le batardeau et la digue est 100 m

Donc la hauteur du batardeau est de 7.5 m

On prend une largeur de 5m ce qui permettra la circulation des engins de terrassement

IV-1-3-6 Les talus du batardeau aval:

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 V-2 qui donne les pentes des talus en fonction de la hauteur et de type de barrage.

Parement amont $m_1 = 2$ Parement aval $m_2 = 2$

IV-1-3-7 Protection des talus du batardeau aval :

Les talus du batardeau doivent être protégés contre les dangers naturels tels que l'érosion provoquée par le ruissellement des eaux de pluies, l'action des vents.

- **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.

VI-1-3-8 Le drain du batardeau aval :

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

c) Dimensionnement du Drain tapis

$$L_d = 1/4 L_b$$

L_d : longueur du drain tapis en m

L_b : largeur transversale du batardeau $L_b = 50$ m

On trouve $L_d = 12.5$ m

d) Dimensionnement de prisme

- **Hauteur :**

$$h_p = (0.15 \div 0.2) h_b$$

h_b : Hauteur du barrage ($h_b = 7.5$ m)

$$h_p = 1.2 \text{ m}$$

- **Largeur en crête :**

$$B_{dr} = (1/3 \div 1/4) h_p \quad \text{on prend } B_{dr} = 0.3 \text{ m}$$

- **Fruits des talus :**

$$m_1 = (1 \div 2.5) \text{ on prend } m_1 = 2$$

$$m_2 = (1.15 \div 2.5) \text{ on prend } m_2 = 2$$

IV-2 La vidange de fond :

L'une des phases essentielles de la vie d'un barrage est la période de la première mise en eau qui exige de la part du maître d'ouvrage une totale maîtrise du niveau du plan d'eau pour assurer la sécurité. Les organes de vidange doivent être soigneusement dimensionnés pour servir d'organes de sécurité permettant de contrôler la première mise en charge du barrage et d'abaisser rapidement le niveau de la retenue si des anomalies apparaissent dans le comportement de l'ouvrage.

IV-2-1 Destination de la vidange de fond :

La vidange de fond constitue un élément indispensable d'un barrage. Elle sert à assurer :

- -la montée contrôlée du plan d'eau pendant le premier remplissage du barrage,
- -le control du plan d'eau en cas d'événement particulier, comme par exemple des instabilités des rives,
- -un abaissement du plan d'eau en période de danger,
- -l'évacuation de dépôts de sédiments,
- -l'alimentation du cours d'eau avale en cas d'exceptionnels.

Les vidanges de fond des barrages importants constituent des organes de fermeture, et des organes de réglages. Puisque les profondeurs peuvent en de nombreux cas, dépasser quelque centaines de mètres, la vitesse maximale de l'écoulement excède couramment les 40m/s, de telles vitesses risquent de créer des sous pression dynamique importantes. Par conséquent, des phénomènes comme la cavitation, souvent accompagnés par l'érosion de cavitation, ou des vibrations des vannes apparaissent si l'on ne tient pas suffisamment compte des exigences constructives lors de la conception de l'ouvrage.

IV-2-1-1 Type d'ouvrage de vidange :

L'ouvrage de vidange peut être de plusieurs types tels que :

a) vidange en charge :

L'ouvrage est généralement combiné avec celui de la prise. La conduite de vidange doit être en acier enrobé de béton armé ou une conduite en armé tôle sous le remblai, son diamètre est fonction du débit à évacuer.

b) vidange à écoulement libre :

Deux types de conduites peuvent être employés pour les réaliser :

- Le tuyau cylindrique de gros diamètre en acier (généralement $\text{Ø} > 500\text{mm}$)
- La canalisation en béton de type galerie ou ovoïde (1 à 2) m de hauteur.

L'aération de l'écoulement dans ces conduites est nécessaire

c) Ouvrages de vidange à batardeau :

Il peut être judicieux de prévoir la vidange sous forme d'un pertuis dans l'évacuateur de surface (déversoir poids, barrage déversant), 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 blocage de vannes.

IV-2-1-2. Recommandation pour les dispositifs constitués de la conduite de vidange :

Pour tous les dispositifs de vidange, il faut d'une part une protection amont afin d'éviter tout problème dû au transport solide (crépine surélevée ou dans un puits, ou bien grille et enrochements) et d'autre part un dissipateur d'énergie à l'aval pour éviter des affouillements. Dès que $H^2 V^{0.5} > 30$, le diamètre adopté doit permettre de diviser par deux le volume d'eau en moins de 8 jours, le calcul étant fait sans tenir compte des apports naturels.

IV-2-1-3. Recommandations modulées (dispositif minimum) :

Elles concernent le type de conduite, son diamètre, le nombre et la position des vannes. Les dispositions minimales préconisées sont regroupées dans le tableau suivant

Tableau IV-4: type de vidange de fond en fonction de $H^2 V^{0.5}$

$H^2 \cdot \sqrt{V}$	Type de conduite	Diamètre (mm)	Nombre de position des vannes
≤ 30	PVC ou Acier	(160 – 200) 300 en Acier	Une vanne en aval
30 à 100	Acier	300 - 400	
100 à 300	Acier ou béton en âme tôle	400 – 600	Une vanne de garde amont et une vanne avale
300 à 700		600 – 800	
700 à 1500		800 - 1200	
≥ 1500	Galerie en béton armé (tuyau posé dans la galerie de visite)		Vanne de garde et vanne de réglage en avale.

(source :ANBT)

H : Hauteur du barrage en [m]. V : Volume d'eau stocké en [M m³].

On a H= 22.5 m

V= 6.46 Mm³

IV-2-2 : Calcul hydraulique de la conduite de vidange :

Pendant la période d'évacuation par la vidange, le volume d'eau évacué est composé du volume utile de la retenue est du volume entrant à la retenue durant cette période.

Le débit évacué par la vidange de fond sera :

$$Q_{vf} = \frac{V_u}{T} + Q_r \dots\dots\dots(\text{IV.3})$$

V_u : volume utile en [m³]. on a $V_u = 4.465 \text{ Mm}^3$

T : Temps de vidange ($10 < T < 21$), on prend T= 10 jours ;

Q_r : débit entrant dans la retenue pendant la vidange (Pris égal à débit moyen annuel).

$$Q_{vf} = \frac{4.465 \cdot 10^6}{10 \cdot 86400} + \frac{53.5210^6}{31536000} = 6.86 \text{ m}^3/\text{s}$$

IV-2-2-1 : Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et son diamètre :

Pour la calcul de la section on va utiliser la formule suivante

$$Q_{vf} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2g \cdot H} \dots\dots\dots(\text{IV.4})$$

$$\text{D'où } S = \frac{Q_{vf}}{\mu \cdot \sqrt{2g \cdot H}}$$

Q_{vf} : Débit de la vidange de fond (m^3/s).

H : charge disponible entre le niveau normal de la retenue et le niveau aval en (m)

H=15.5 m

μ : Coefficient de débit : $\mu \in [0,8 - 0,85]$.

$$S = \frac{6.86}{0,82 \cdot \sqrt{19.62 \cdot 15.5}} = 0.48 \text{ m}^2$$

Le diamètre de la conduite sera :

$$D_{vf} = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0.48}{3.14}} = 0.79 \text{ m}$$

On prend un diamètre normalisé : $D_{vf} = 800 \text{ mm}$

IV-2-2-2. Correction du coefficient de débit μ :

le coefficient de débit peut s'écrire comme suit :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_I}} \dots\dots\dots (\text{IV.5})$$

$\sum \xi_I$: Somme des coefficients des pertes de charges (linéaires et singulières).

Avec un niveau initial du réservoir à la cote 548.5 m NGA (NNR) En utilisant la vidange de fond avec les vannes de contrôle totalement ouvertes

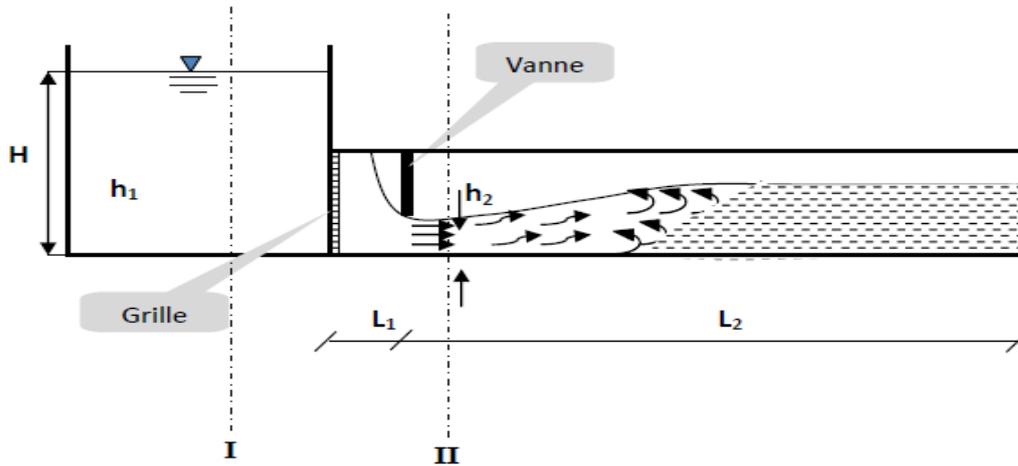


Figure IV. 5: Schème explicative d'une vidange de fond type galerie,[8]

En utilisant le théorème de Bernoulli entre la section (I) et (II) on trouve

$$h_1 + \frac{\alpha v_1^2}{2g} = h_2 + \frac{\alpha v_2^2}{2g} + \sum \Delta h \quad \dots\dots\dots \text{(IV.6)}$$

Avec : $\Delta h = \Delta h_e + \Delta h_g + \Delta h_v + \Delta h_l \quad \dots\dots\dots \text{(IV.7)}$

α : Coefficient de répartition de la vitesse (=1)

Δh_e : perte de charge à l'entrée

Δh_g : perte de charge dans la grille

Δh_v : perte de charge dans la vanne

Δh_l : perte de charge linéaire

IV-2-2-3. Calcul des pertes de charge singulières :

a) Coefficient Pertes de charge singulières :

Pour éviter l'entrée des déchets on met en place une grille. Les pertes de charge dans les grilles dépendent de l'épaisseur, la séparation et la forme des barres, ainsi que de leur situation par rapport à l'horizontale et de la vitesse du flux qui traverse la grille. Elles peuvent être obtenues selon l'expression suivante:

$$\Delta h_g = (K_g \cdot V^2) / 2g \text{ avec } K_g = \beta (e / b)^{4/3} \sin \alpha$$

V : Vitesse du flux en face de la grille (m/s)

g : Accélération de la pesanteur (9.81m/s²)

β : Coefficient qui prend en considération la forme des barres

α : Angle que forme la grille avec l'horizontale (76°)

e : Épaisseur des barres (0.04m)

b_1 : Distance entre les barres (0.75m)

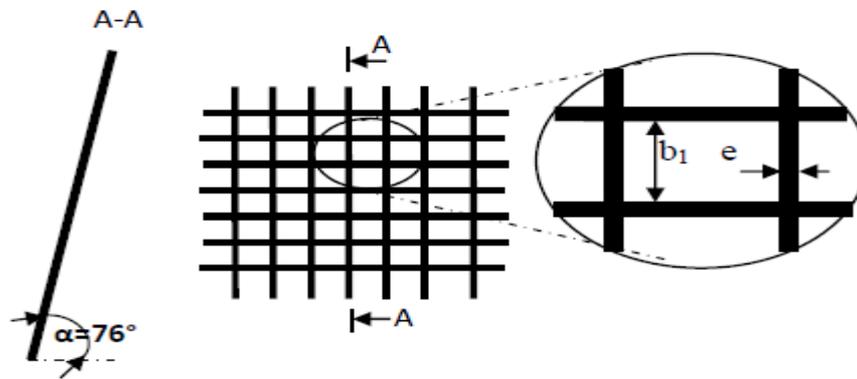


Figure IV. 6: Schéma explicative de la grille,[8]

Tableau VI-5: Coefficient β qui prend en considération la forme des barres

	Caractéristiques de quelques sections de barres	B
1	Rectangulaires avec des bords vifs	4.42
2	Rectangulaires avec extrémités en amont arrondies	1.83
3	Rectangulaires avec les deux extrémités arrondies	1.67
4	Configuration hydrodynamique	0.76
5	Circulaires	1.79

On aura donc $\beta=0.76$ $\xi_{grille} = 0.039 \text{ m}$

De plus on a $\xi_{Entrée} = 0,5$, $\xi_{sortie} = 1$, $\xi_{vannes} = (0,1 + 0,1) = 0,2$

b) Coefficient Pertes de charge linéaires :

$$\xi_{lin} = \frac{\lambda \cdot l}{D} \qquad \lambda = \frac{125 \cdot n^2}{D^{1/3}}$$

λ : Coefficient de perte de charge;

n : Coefficient de rugosité [$n = 0,014 \text{m}^{1/3} \cdot \text{s}$];

D : Diamètre de la conduite ;

L : longueur de la conduite de vidange en [m] ($l = 50 \text{ m}$).

$$\xi_{lin} = 0.84$$

On obtient donc $\sum \xi_I = 0.84 + 0.5 + 0.2 + 1 + 0.76 = 3.3$

$$\text{D'où : } \mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_I}} = 0.482$$

$$S = \frac{6.86}{0.482 \times \sqrt{19.62 \times 15.5}} = 0.815 \text{ m}^2.$$

$$\text{D'ou: } D_{vf} = \sqrt{\frac{4 \times 0.501}{\pi}} = 1.01 \text{ m}$$

On prend un diamètre normalisé : $D_{vf} = 1000 \text{ mm}$

IV-2-2-4. Calcul du temps réel de la vidange du barrage

Le calcul du temps réel de la vidange de fond se fait par pas de 1m de hauteur d'eau

Données de base :

$$\text{CNNR} = 548.5 \text{ m}$$

$$\text{CNVM} = 536.5 \text{ m}$$

$$\text{CNEA} = 532 \text{ m.}$$

Le temps de vidange se calcul par la formule suivante :

$$T = \frac{Q}{V} \dots \dots \dots \text{ (IV.8)}$$

T : Temps de vidange en jours ;

V : Volume d'eau dans la cuvette à évacué en m^3 ;

Q : débit en (m^3/s)

dans cette formule simplifiée, on tient pas compte de l'apport naturel de l'Oued par rapport à la période d'évacuation.

$$Q = \mu * W * (2g * Z)^{1/2} \dots \dots \dots \text{ (IV.9)}$$

μ : Coefficient de débit ; $\mu = 0.8 \div 0.85$;

Z : pertes de charges totales ; Z = Différence de niveau entre l'amont et l'aval.

W ; Surface de la section transversale de la conduite en m^2 ; $W = \frac{\pi d^2}{4}$;

d : Diamètre de la conduite en m ;

En faisant $K = \mu * W * (2g)^{1/2}$

$$K = 0.82 * \frac{\pi * 1^2}{4} * (2g)^{1/2} = 2.85$$

la formule précédente devient :

$$Q = K * (Z)^{1/2} ;$$

Le procédé de calcul est montré dans le tableau suivant :

Tableau IV-6: l'évaluation de la charge d'eau en fonction du temps de vidange :

N°	Côte d'eau (m)	Côte Moyenne (m)	Z(m)	Z ^{1/2}	Q(m/s)	V(Mm ³)	V=V _i -V _{i-1}	T(s)
1	548.5					6.46	-	
2	548	548.25	15.5	3.937	11.2205	5.94	6.2	69866.9
3	547	547.5	14.5	3.80789	10.8525	5.43	5.685	61996.3
4	546	546.5	13.5	3.67423	10.4716	4.84	5.135	54071.5
5	545	545.5	12.5	3.53553	10.0763	4.48	4.66	47255.4
6	544	544.5	11.5	3.39116	9.66482	4.12	4.3	41858.7
7	543	543.5	10.5	3.24037	9.23506	3.84	3.98	37055.5
8	542	542.5	9.5	3.08221	8.78429	3.45	3.645	32318.7
9	541	541.5	8.5	2.91548	8.30911	3.12	3.285	27595.4
10	540	540.5	7.5	2.73861	7.80505	2.87	2.995	23676.1
11	539	539.5	6.5	2.54951	7.2661	2.5	2.685	19809.5
12	538	538.5	5.5	2.34521	6.68384	1.89	2.195	14971
13	537	537.5	4.5	2.12132	6.04576	0.94	1.415	8854.75
14	536	536.5	3.5	1.87083	5.33186	0.37	0.655	3792.37
15	535	535.5	2.5	1.58114	4.50625	0.09	0.23	1336.44
16	534	534.5	1.5	1.22474	3.49052	0	0.045	457.074
17	533	533.5	0.5	0.70711	2.01525	0	0	0
Temps de vidange total						444915.7882		

D'après le tableau ci-dessus on trouve : T=5 jours et 4h

IV-2-2-5. Calcule de la vitesse d'abaissement dans la retenue :

La vitesse d'abaissement est donnée par la formule suivante :

$$V=H/T_v$$

H : est la hauteur d'eau entre NNR et NVM.

T_v et le temps de vidange

V=2.78 m/j

IV-2-3- Maitrise de l'écoulement sous la vanne :

IV-2-3-1-la détermination des hauteurs conjuguées :

La maitrise de l'écoulement sous la vanne consiste a déterminé les hauteurs conjuguées (h₁) et (h₂) et la longueur de ressaut hydraulique

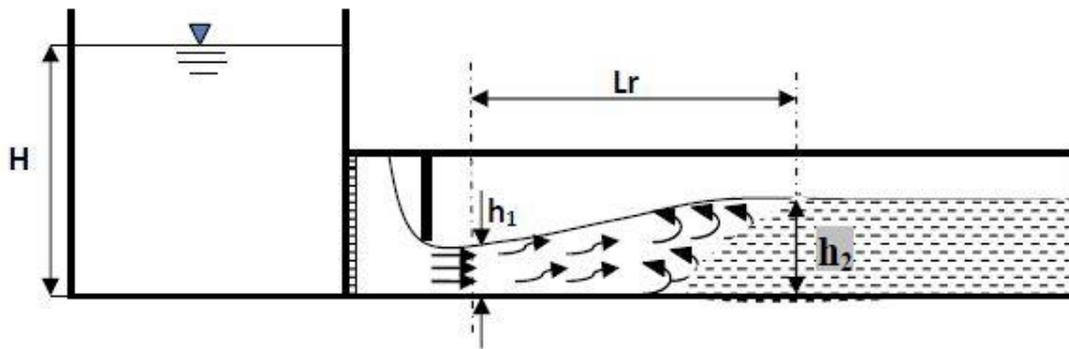


Figure IV. 7: Schéma explicative pour le calcul des hauteurs conjuguées,[8]

- La vitesse a la sortie de la vanne

$$V = \frac{Q}{b \cdot h_{co}}$$

b : la largeur de pertuis ou de la vanne (1,25m)

V : la vitesse à la sortie de la vanne (m/s)

Q : débit de la vanne $Q = \mu \cdot S \cdot (2gh)^{1/2}$ (m3/s)

h_{co} : c'est la profondeur comprimé ou la premier hauteur conjugue (h₁)

La profondeur comprimée (h_c) peut être déterminée par la méthode itérative de la manière suivante :

$$h_{co} \approx \frac{q}{\phi(2g(P + H_o - h_{co}))^{1/2}} \dots\dots\dots (IV.10)$$

q : débit spécifique (m/s)

$\phi = 0.85$ à 0.95 , coefficient de vitesse

P : hauteur de pelle (p= 0 m)

H_o : charge hydraulique à la sortie de la vanne en tenant compte la charge de la vitesse

$$H_o = h + \alpha V^2 / 2g \text{ (m)}$$

h : ouverture de la vanne (m)

g : accélération de la gravité (m²/s)

- **La deuxième hauteur conjugué :**

$$h_2 = \frac{h_1}{2} (\sqrt{1 + 8Fr^2} - 1) \dots\dots\dots (IV.11)$$

- **Nombre de Froude :** $F = \frac{V}{\sqrt{gh_{co}}} \dots\dots\dots (IV.12)$

- **La longueur de ressaut :**
 $L_r = 6 (h_2 - h_1)$

Tableau VI-7: les calculs hydrauliques au niveau de la vanne

ouverture de la vanne	s	Débit	H contracté (=h')	Vitesse V	N Froude Fr	h''	longueur de ressaut
M	m ²	m ³ /s	M	m/s	-	m	m
0.25	0.12	1.6690156	0.27	13,44	5,63	0.71	9,96
0.5	0.24	4.72068899	0.35	17,09	5,11	0.78	12,96
0.75	0.36	8.67245945	0.47	17,16	4,21	0.85	14.7
1	0.48	13.3521248	0.65	17,65	4,13	0.89	15.4

IV-3.La prise d’eau :

L’exploitation du barrage nécessite un ouvrage hydrotechnique qui permet de satisfaire les besoins en eau soit pour l’irrigation soit pour l’alimentation en eau potable, par conséquent la réalisation d’une prise d’eau occupe une place très importante dans notre aménagement, cette dernière doit être conçue d’une manière à ne pas engendrer des grandes perturbations au niveau du canal d’amené, généralement on peut distinguer des prises d’eau a grande profondeur, à faible profondeur et sur le lit du cours d’eau.

IV-3.1.Types des prises d’eau :

IV-3.1.1. Ouvrage de prise à but agricole :

La prise d’eau à but agricole, qui comprend essentiellement un dispositif de prise à l’amont, une conduite enterrée ou posée sur la digue et un ouvrage de raccordement au réseau d’irrigation à l’aval, doit être implantée en raison de la cote des terres irrigables et dimensionnée en fonction des caractéristiques de l’aménagement aval. Elle doit donc caler de manière à ce que l’on dispose d’une charge suffisante, qui permette de conduire l’eau jusqu’à l’extrémité du périmètre en fonctionnement normale.

Les deux types principaux d'ouvrage de prise sont :

- Le siphon
- La conduite enterrée

a. Le siphon :

C'est une option intéressante qui présente des avantages non négligeables. C'est tout d'abord une solution nécessitant un investissement inférieur au coût d'une conduite enterrée de même capacité. On peut en particulier équiper des barrages anciens dépourvus initialement d'ouvrage de prise. Point n'est besoin alors d'entailler le remblai. Le siphon est composé d'une conduite qui suit le profil supérieur du barrage, d'un clapet et d'un jeu de vannes qui commande son fonctionnement.

L'installation d'un siphon ne présente guère de difficulté et il n'induit pas, contrairement à la conduite enterrée, de risque d'infiltration privilégiées. En outre si le périmètre irrigué vient à être étendu, on peut suivre la progression des besoins en eau correspondante par simple ajout de siphons.

En fin, le siphon c'est un système simple, souple d'utilisation, mais qui peut présenter l'inconvénient de se désamorcer fréquemment (notamment par une mauvaise fermeture du clapet amont). Il faut également se souvenir que la hauteur d'aspersion est limitée à 7 ou 8m au maximum. Les prises par siphon seront donc obligatoirement réservées à des petits barrages. Ce sont sans doute ces problèmes qui ont conduit les concepteurs à leur préférer dans la majorité des projets les conduites enterrées. Cependant, ce ne serait pas forcément un bon choix que d'éliminer a priori ce type de dispositif et dans certains cas cette solution pourra même s'avérer judicieuse.

b. La conduite enterrée :

La conduite enterrée est l'ouvrage de prise le plus utilisé actuellement en milieu rural. Fonctionnant dans la majorité des cas en charge, sa conception diffère peut-être de celle des conduites de vidange de même type. On la choisira de préférence en acier, posée dans des conduites similaires. Étant souvent de diamètre inférieur, on pourra aussi la glisser dans la canalisation de vidange, ou dans la galerie de dérivation. Dans le cas où il est installée en tranchée, il faudra bien entendu prévoir là aussi des écrans anti-renard, un enrobage de béton.

La conduite est alimentée à partir de la retenue par une tour de prise ou un puisard selon l'emplacement de la vanne de commande (à l'amont ou à l'aval). Elle débouche à l'aval du

barrage dans un bassin de tranquillisation, relié à la tête morte du canal primaire du réseau d'irrigation.

La position amont est techniquement préférable car, elle permet de ne pas laisser la conduite en charge. Elle est cependant plus coûteuse que la position aval, car pour en faciliter l'accès, elle nécessite généralement la construction d'une tour de prise, où est logé le système de vannes, et d'une passerelle.

Le diamètre de la conduite doit être calculé en fonction du débit demandé par le périmètre irrigué. En cas d'absence des renseignements plus précis, on pourra retenir comme débit d'équipement 5(l/s/ha). Pour le calcul de diamètre on devra tenir compte des pertes de charge linéaires et singulières le long de la conduite de prise d'eau comme dans le cas de conduite de vidange.

IV-3.1.2. Ouvrage de prise pour l'adduction d'eau :

Pour le barrage destinée à l'alimentation en eau potable, l'ouvrage de prise permettre la distribution d'une eau de bonne qualité, il faudra éviter qu'elles n'aient recours au puisage direct dans la retenue, le problème se pose en particulier dans les zones rurales et périurbaines.

La prise d'eau potable doit être aussi proche que possible de la surface de l'eau pour obtenir une eau décantée et oxygénée. On conseillera donc des prises flottantes ou multiples.

La prise d'eau flottante : Dans ce type, les fonctions de prise et de vidange sont séparés, le prélèvement d'eau s'effectue à une profondeur constante ; l'inconvénient est le coût important et nécessite des mécanismes relativement importantes

IV-3.1.3. Critères de choix d'une prise d'eau

Le choix de la variante la mieux adaptée d'une prise d'eau doit être fait en se basant sur plusieurs critères comme :

- 1- le risque d'apport solide
- 2- la qualité d'eau a prélevé
- 3- l'intensité du débit a prélevé
- 4- la recherche d'un dispositif le plus économique que possible
- 5- un dispositif qui représente le maximum de garanti de fonctionnement

IV-3.1.4.Le choix de la variante :

Le barrage de Koudiat Ben Aida est conçu pour satisfaire la demande en irrigation, cependant pour les années qui suivent il peut y avoir une demande en eau potable surtout pour les régions de Ain Lahdjel, donc il est plus judicieux de projeter une prise d'eau qui peut être utilisée pour les deux domaines, et qui présente le maximum de vie de fonctionnement.

Et l'ouvrage qui répond à ces exigences est bien une prise d'eau fixée à une tour avec deux pertuis étagés à deux niveaux : (542.5 et 546.5) m.N.G.A, Les orifices de prise sont équipés des comportes du type vanne wagon glissantes attachées à des grilles carrées mobiles,

La prise d'eau est réalisée par moyen d'une conduite en acier installée, dans la galerie en béton située sous le corps du barrage.

IV-3.2. Dimensionnement hydraulique

IV-3.2.1. Estimation du volume maximum pour l'irrigation

Tableau IV-8 : la répartition mensuelle des besoins

mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Année
$U_{80\text{h}}$ Hm ³	0.269	0	0	0	0	0	0	0.573	0.747	1.548	1.637	1.667	6.441

(source :ANBT)

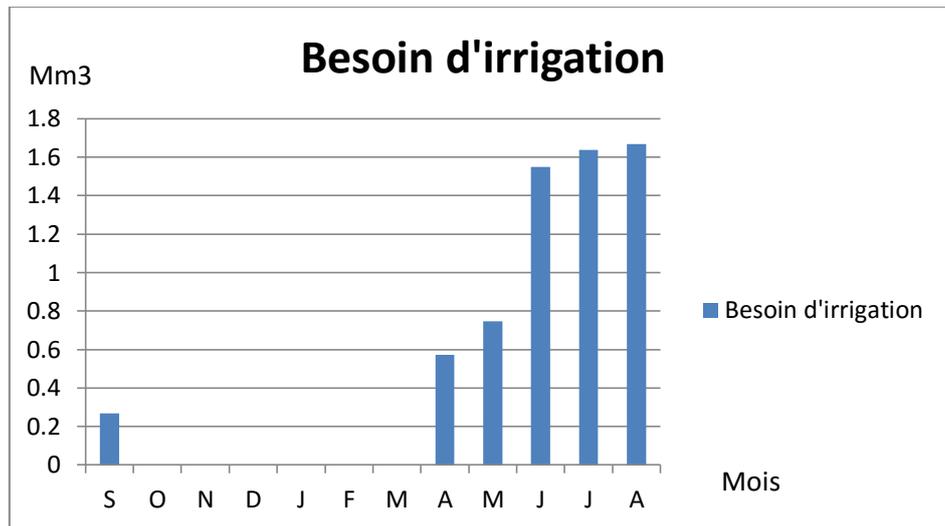


Figure IV. 8. Représentation des besoins en irrigation

On peut remarquer que la demande maximale mensuelle est répartie dans les mois de juin de juillet et de Aout avec 1.548, 1.637, et 1.667 M (m³) respectivement, cependant la demande peut augmenter vue l'extension des périmètres d'irrigation en aval du barrage.

IV-3.2.2. Calcul du débit maximum

On peut déterminer le débit maximum avec la formule suivante :

$$Q_{\max} = \frac{V_{\max}}{T}$$

Avec : T : temps de prise (T=31 jours à raison de 12 heures par jour).

D'où : $Q_{\max} = 1.49 \text{ m}^3/\text{s}$.

IV-3.2.3. Calcul du diamètre

$$Q = \mu S \sqrt{2gH} \quad (\text{m}^3/\text{s}).$$

μ : coefficient de débit

S : section de la conduite en m^2 .

H = 11 m

$$S = \frac{Q}{\mu \sqrt{2gH}}$$

On trouve : $S = 0.34 \text{ m}^2$.

$$d = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} \quad \quad \quad \mathbf{d = 0.658 \text{ m} = 658 \text{ mm}}$$

IV-3.2.4. Ajustement du diamètre

Le coefficient de débit : $\mu = \sqrt{\frac{1}{1 + \sum \xi}}$

$$\text{D'Ou} \quad Q = \sqrt{\frac{1}{1 + \sum \xi}} \pi \frac{D^2}{4} \sqrt{2gH}$$

$$D = \sqrt{\frac{4Q \sqrt{1 + \sum \xi}}{\pi \sqrt{2gH}}} \quad \text{AVEC : } \sum \xi : \text{Somme des coefficients de pertes de charge. On prend}$$

la Somme des coefficients de pertes de charge singulières sont estimées à 15% des pertes de charge linéaires.

On aura donc : $\sum \xi = 1,15 \cdot \frac{\lambda L}{D}$ avec : L : longueur total de la conduit = 300m

Avec :

$$\lambda = \frac{125n^2}{D^{\frac{1}{3}}} \quad \quad \quad n = 0,017$$

Pour une valeur de $\lambda = 0,041$ on aura $\sum \xi \text{ Lin} = 1.79\text{m}$

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + (1.79 + 0.269)}} = 0.42$$

$$S = \frac{1.49}{0.42 \times \sqrt{19.62 \times 11}} = 0.3 \text{ m}^2$$

$$\text{D'ou: } D_{vf} = \sqrt{\frac{4 \times 0.3}{\pi}} = 0.61 \text{ m}$$

On prend un diamètre normalisé : **D_{vf} = 620 mm**

IV-3-2-5 Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite :

On a : $V = Q/S$ on aura donc : **V = 5 m/s**

Conclusion

Dans ce chapitre on a fait le calcul dimensionnel des ouvrages annexes du barrage Koudiat Ben Aida, la dérivation provisoire a été dimensionnée avec la pluie fréquentielle 10%, avec une probabilité de dépassement de 19%, pour la vidange du fond on a calculé le diamètre de la conduite qui sera posé dans la galerie de dérivation de crues de chantier, et c'est la même cas pour la conduite de prise d'eau qui est sera une tour de prise avec 2 pertuis de niveau 542.5 mNGA et 546.5 mNGA, pour assurer une eau fraîche bien oxygénée.

Introduction

Dans cette étude, nous essayons de vérifier la stabilité de l'évacuateur des crues face aux différentes charges et forces, le calcul de stabilité se dans les conditions les moins favorables, tout en tenant compte du remplissage du barrage .

V-1 Calcul de stabilité

Pour faire le calcul de stabilité, Il faudrait que ces trois stabilités soient vérifiées:

- Stabilité au renversement
- Stabilité au poinçonnement
- Stabilité au glissement

V-1-1 Stabilité du déversoir

V-1-1-1.Le déversoir

L'évacuateur des crues est un évacuateur latéral à entonnement latéral, situé sur la rive droite du barrage, le seuil du déversoir, dont la crête est calée à la cote de retenue normale (RN) 548,50 NGA, est de type Creager, il va être réalisé en Béton Conventionnel Vibré et dont le profil déversant de la crête se raccorde tangentiellement au parement aval du profil type. Des joints water-stop permettront d'assurer l'étanchéité entre les deux plots du déversoir.

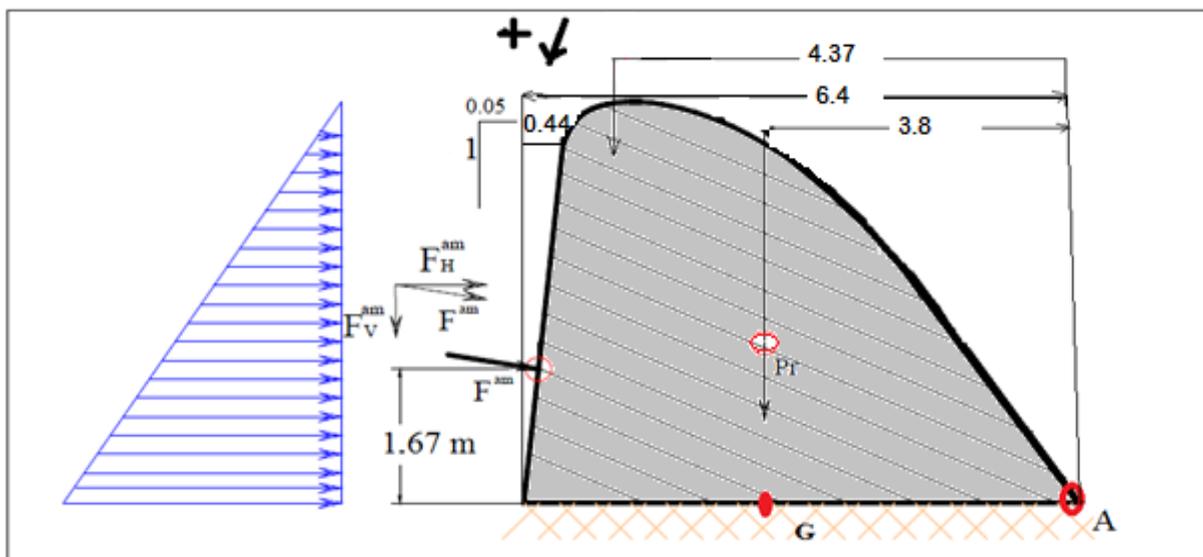


Figure V.1. Coup transversale du déversoir type Creager

V-1-1-2. Pré-dimensionnement :

Les dimensions principales de l'évacuateur sont données par les calculs du chapitre 3. On propose des épaisseurs pour le radier, et le mur bajoyer puis on vérifie la stabilité de l'ouvrage, Si la stabilité de l'évacuateur de crues n'est pas vérifiée, on change les dimensions proposées et on refait les calculs.

- **La hauteur de la pelle du déversoir : [4]**

$$(h/p) = (0.6-1.4) \text{ donc } P = 5 \text{ m}$$

Epaisseur de la semelle du déversoir = 0.5 m

- **Poids du déversoir (rideau + semelle) :**

Centre de gravité du déversoir : (déterminé par autocad), X: 2.76 m Y: 2 m

$$Pr = \gamma_b \cdot Sr \cdot ls$$

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

Sr : Section du déversoir $Sr = 25.5 \text{ m}^2$: (déterminé par Autocad)

ls : unité de longueur $ls = 1 \text{ m}$

$$\text{Donc : } Pr = 61.2 \text{ T}$$

- **Poids de la tranche d'eau sur le déversoir**

Coordonné de cette force : X: 3.2 m Y: 6.1 m

$$Pe = \gamma_w \cdot Ste \cdot ls$$

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

Ste : Section de la tranche d'eau $Sr = 21.75 \text{ m}^2$

$$Pe = 21.75 \text{ T}$$

- **Force hydrostatique amont**

$$F_h^{am} = 0.5 \gamma_w h_{am}^2 I_s$$

h_{am} : hauteur d'eau à l'amont : $h_{am} = 5 \text{ m}$

$$F^{am} = 12.5 \text{ T}$$

- **Poussée d'eau verticale**

$$F_v^{am} = F^{am} \sin \alpha = 0.624 \text{ T}$$

$$\alpha = \tan^{-1}(0.05/1) = 2.862^\circ$$

- **Poussée d'eau horizontale**

$$F_{H}^{am} = F^{am} \cos \alpha = 12.484 \text{ T}$$

V.1.1.3 Stabilité Au Renversement

Pour que la stabilité au renversement du déversoir soit vérifiée, il faut que la relation

$$\text{suivante soit satisfaite : } \frac{\sum M_{s/A}}{\sum M_{r/A}} > 1.5$$

$\sum M_{s/A}$ = les Moments des forces stabilisatrices par rapport au point A

$$\sum M_{s/A} = Pr * L_r + F_v^{am} * L_v$$

$$\sum M_{s/A} = 61.2 * 3.8 + 0.624 * 6.4 = 236.55 \text{ T.m}$$

$\sum M_{r/A}$ = les Moments des forces renversant par rapport au point A

$$\sum M_{r/A} = F_H^{am} * L_v$$

$$\sum M_{r/A} = 12.484 * 1.67 = 20.84 \text{ T.m}$$

$$\frac{\sum M_{s/A}}{\sum M_{r/A}} = 247.02 / 20.84 = 11.35 > 1.5$$

Donc du point de vue renversement le déversoir est stable.

V.1.1.4 Stabilité au glissement

Pour qui il y ait pas de glissement, il faut que $\frac{\sum F_H}{\sum F_V} < f$

$f = 0,8$ coefficient de glissement béton sur béton

$\sum F_V$: Somme des forces verticales (stabilisatrices);

$\sum F_H$: Somme des forces horizontales (déstabilisatrices);

$$\sum F_H = F_H^{am} = 12.48 \text{ T}$$

$$\sum F_V = Pr + F_v^{am}$$

$$\sum F_V = 61.2 + 0.62 = 61.82 \text{ T}$$

$$\frac{\sum F_H}{\sum F_V} = 12.48 / 60.14 = 0.204 < 0.8$$

La condition est satisfaite, donc pas de risque glissement.

V.1.1.5 Stabilité au poinçonnement

Le poinçonnement est le renversement de l'ouvrage autour d'un point G se trouve au centre de gravité de la base de radier.

Le calcul pour le poinçonnement se fait dans le cas le plus critique, avec une charge déversante = 3.5 m

σ_{BCV} : Est la contrainte maximale que peut supporter le BCV $\sigma_{BCV} = 150 \text{ bars}$

Calcul des contraintes exercé par l'ouvrage sur le BCV : sous l'effet des forces verticales et Horizontales, il va créer des contraintes σ_1 et σ_2 à la base.

Le signe positif des moments dans le sens contraire des aiguilles d'une montre.

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{S} + 6 \frac{M_G}{b \times B^2} \\ \sigma_2 = \frac{N}{S} - 6 \frac{M_G}{b \times B^2} \end{cases}$$

N : Somme des forces verticales.

M_G : Somme des moments des forces verticales et horizontales par rapport à G.

b : Longueur transversale de la base, (on prend 1m).

B : Largeur de la semelle.

$S = b \times B$: Surface de la base de la semelle. = $100 \times 640 \text{ cm}^2$

Les conditions qui doivent être vérifiées pour que l'ouvrage soit stable au poinçonnement sont :

Le signe positif des moments dans le sens contraire des aiguilles d'une montre.

$$\begin{cases} \sigma_1 \text{ et } \sigma_2 \geq 0 \text{ bars} \\ \sigma_1 \text{ et } \sigma_2 \leq \overline{\sigma_{BCV}} \end{cases}$$

$$N = Pr + F_v^{\text{am}} + Pte = N = 61.2 + 0.62 + 21.75 = 82820 \text{ Kg}$$

$$M_G = (F_v^{\text{am}} * 260) + (-Pte * 15) + (-F_H^{\text{am}} * 167) = 624 * 260 - 21750 * 15 - 12484 * 167 = -2248838 \text{ Kg cm}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + 6 \frac{M_G}{b \times B^2} = (82820 / 100 * 640) + (6 * 2248838 / 100 * 640^2) = 1.623 \text{ bars}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - 6 \frac{M_G}{b \times B^2} = (82820 / 100 * 640) - (6 * 2248838 / 100 * 640^2) = 0.964 \text{ bars}$$

$$\sigma_1 \text{ et } \sigma_2 \leq \overline{\sigma_{BCV}} = 150 \text{ bars}$$

Donc la condition de non poinçonnement est vérifiée.

V-2 stabilité des murs bajoyers du coursier

Le coursier de l'évacuateur présente une passe unique de 70 m de largeur avec une pente 00.6 jusqu'au pied aval du barrage.

Le coursier, réalisé en béton conventionnel, est composé d'un radier lisse.

V.2.1 Murs bajoyers

Les murs bajoyers travaillent comme des murs de soutènement, ils s'opposant à la Poussée d'eau et assurent en même temps l'acheminement régulier des eaux vers l'aval. Le calcul de

stabilité se fait pour une tranche de 1m et nous considérons que le canal est plain et ceci pour augmenter la sécurité

V.2.1.1 Détermination des forces qui surgissent autour des murs bajoyers

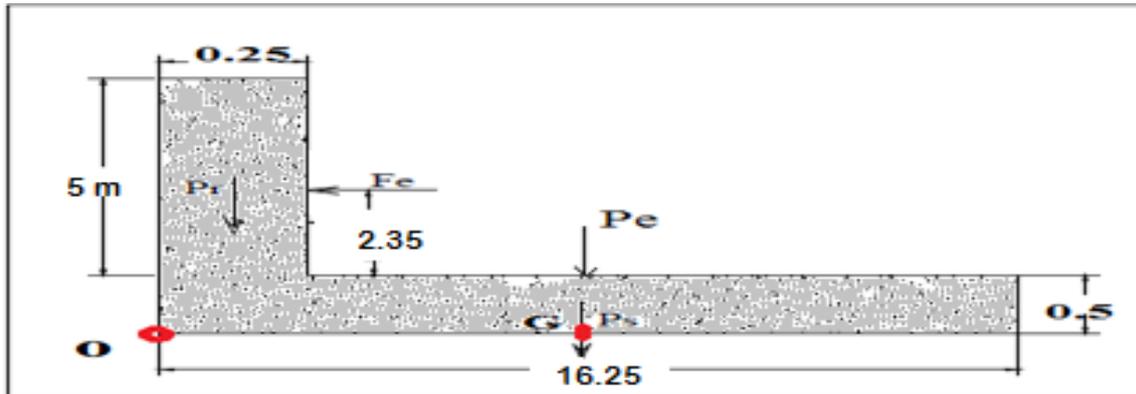


Figure V.2: présentation des forces qui agissent sur les murs bajoyers :

- **Forces verticales**
- **Poids du rideau**

$$Pr = \gamma_b \cdot Sr \cdot Is$$

$$Sr : \text{Section du rideau } Sr = 1.25 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc : } Pr = 3 \text{ T}$$

- **Poids de la semelle**

$$Ps = \gamma_b \cdot Ss \cdot Is \quad Ss : \text{Section de la semelle } Ss = 8.125 \text{ m}^2$$

$$Ps = 19.5 \text{ T}$$

- **Poids de l'eau**

$$Pe = \gamma_w \cdot Se \cdot Is$$

$$Se : \text{Section de la semelle } Se = 72 \text{ m}^2$$

$$Pe = 72.8 \text{ T}$$

- **Forces horizontales**
- **Poussée d'eau**

$$Fe = 0.5 \gamma_w h^2 \cdot Is$$

$$h : \text{hauteur d'eau dans le coursier : } h = 4.4 \text{ m}$$

$$Fe = 23.23 \text{ T}$$

V 2.1.2 Stabilité au renversement

. Le mur est stable au renversement si $\frac{\sum M_{s/o}}{\sum M_{r/o}} > 1.5$

$$\sum M_{s/o} = (3 * 0.125) + (19.5 * 8.125) + (72.8 * 8.125) = 750.31 \text{ Tm}$$

$$M_{r/o} = Fe * 2.35 = 54.6 \text{ Tm}$$

$$\frac{\sum M_{s/o}}{\sum M_{r/o}} = 13.74 > 1.5$$

Donc la stabilité du mur au renversement est vérifiée.

V 2.1.3 Stabilité au glissement

Pour qu'il y ait pas de glissement, il faut que $\frac{\sum F_H}{\sum F_V} < f$

f = 0,8 coefficient de glissement béton sur béton

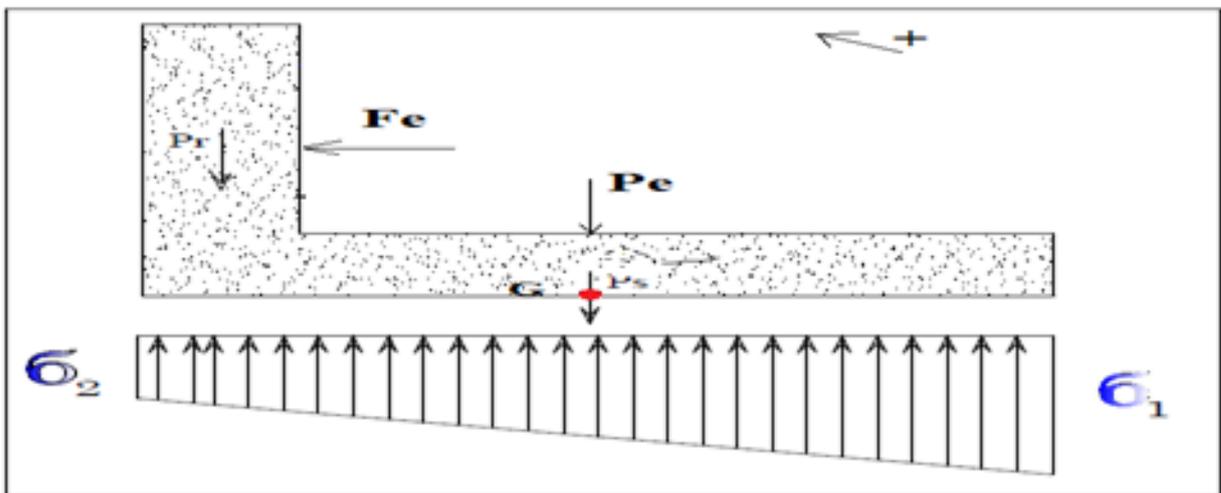
$$\sum F_H = Fe = 23.23 \text{ T}$$

$$\sum F_V = Pr + Ps + Pe = 195.5 \text{ T}$$

$$\frac{\sum F_H}{\sum F_V} = 0.118 < 0.8$$

V 2.1.4 Stabilité au poinçonnement

σ_{BCV} : c'est la contrainte maximale que peut supporter le BCV $\sigma_{BCV} = 150 \text{ bars}$



FigureV.3: diagrammes des contraintes du sol

Sous l'effet des forces verticales et horizontales, les contraintes σ_1 et σ_2 à la base

Le signe positif des moments dans le sens contraire des aiguilles d'une montre.

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{S} + 6 \frac{M_G}{b \times B^2} \\ \sigma_2 = \frac{N}{S} - 6 \frac{M_G}{b \times B^2} \end{cases}$$

$$S = b \times B : \text{Surface de la base de la semelle.} = 100 * 1625 \text{ cm}^2$$

Les conditions qui doivent être vérifiées pour que l'ouvrage soit stable au poinçonnement :

$$\begin{cases} \sigma_1 \text{ et } \sigma_2 \geq 0 \text{ bars} \\ \sigma_1 \text{ et } \sigma_2 \leq \overline{\sigma_{BCV}} \end{cases}$$

$$N = P_e + P_s + P_r = 72500 + 19500 + 3000 = 95300 \text{ Kg}$$

$$M_G = (P_r * 812.) + (F_e * 134) + (-P_e * 12.5) = 1917500 \text{ Kg cm}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + 6 \frac{M_G}{b \times B^2} = (95300 / 100 * 1625) + (6 * 1917500 / 100 * 1625^2) = 0.63 \text{ bars}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - 6 \frac{M_G}{b \times B^2} = (95300 / 100 * 1625) - (6 * 1917500 / 100 * 1625^2) = 0.542 \text{ bars}$$

$$\sigma_1 \text{ et } \sigma_2 \leq \overline{\sigma_{BCV}} = 150 \text{ bars}$$

Donc la condition de non poinçonnement est vérifiée.

V 3. Stabilité des murs bajoyers du bassin de dissipation

V.3.1 Bassin de dissipation

L'énergie de la lame d'eau déversée sera dissipée dans un bassin venant en prolongement de l'extrémité aval du coursier. Les murs bajoyers du bassin de dissipation auront une forme d'un mur de soutènement à contrefort.

Le calcul de stabilité se fait on négligera la présence des contre forts.

V.3.1.1 Pré-dimensionnement

er : épaisseur de rideau $L/30 < e_r < L/20$ er = 40 cm

es : épaisseur de la semelle e_s (30-50 cm) es = 50 cm

ec : épaisseur des contre forts e_c (30-50cm) ec = 30 cm

L : longueurs entre axes des contre forts L (3-5m) L = 4m

b₁ = largeur en base du conter forts = H/ b₁ = 6m

V3.1.2 Détermination des forces qui surgissent autour du bassin de dissipation

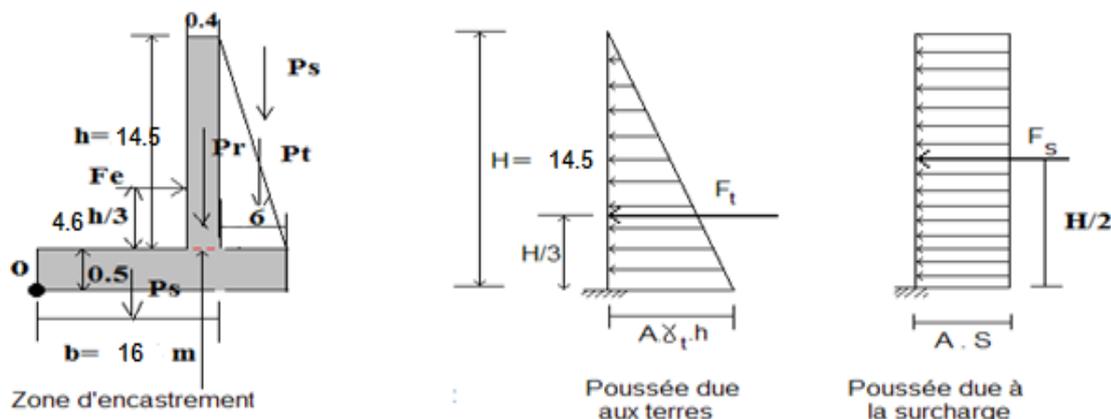


Figure V.4 : présentation des forces qui agissent sur le bassin de dissipation

Le calcul de stabilité du renversement et de glissement se fait dans le cas le plus défavorable, c'est-à-dire quand le canal est vide.

- **Forces verticales :**

- **Poids du rideau**

$$Pr = \gamma_b \cdot Sr \cdot Is$$

Sr : Section du rideau $Sr = 5.6 \text{ m}^2$

Donc : $Pr = 14.44 \text{ T}$.

- **Poids de la semelle**

$$Ps = \gamma_b \cdot Ss \cdot Is$$

Ss : Section de la semelle $Ss = 8 \text{ m}^2$

$P_s = 19.2 \text{ T}$.

- **Poids de l'eau**

$$P_e = \gamma_w \cdot Se \cdot Is$$

$Se = 225.6 \text{ m}^2$

$P_e = 225.6 \text{ T}$

- **Poids des terres**

$$P_t = \gamma_t \cdot St \cdot Is$$

γ_t : poids volumique des terre = 1.8 T/m^3

St : section des terre = 89 m^2

$P_t = 176.4 \text{ T}$

- **Poids de la surcharge**

$$P_s = Ss \cdot s \cdot Is$$

Ss : section de la surcharge = 1.5 m^2

s : surcharge $s = 1 \text{ T/m}^2$

$P_s = 5.6 \text{ T}$

- **Forces horizontales :**

- **Poussée d'eau**

$$F_e = 0.5 \gamma_w h^2 I_s$$

h: hauteur d'eau dans le coursier : $h = 14.1 \text{ m}$.

$$Fe = 99.4 \text{ T}$$

- **Poussée des terres**

$$F_t = A \cdot \gamma_t \cdot H^2/2 \cdot l_s$$

$$A = tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0.33$$

φ : L'angle de frottement interne = 30°

γ_t : Poids volumique des terres = $1.8 \text{ (t/m}^3\text{)}$

$$H = 14.5 \text{ m}$$

$$F_t = 62.44 \text{ T}$$

- **Poussée de la surcharge**

$$F_s = A_s H$$

$$F_s = 7 \text{ T}$$

V 3.1.3 Stabilité au renversement :

. Le mur est stable au renversement si $\frac{\sum M_{s/o}}{\sum M_{r/o}} > 1.5$

$$\sum M_{s/o} = (Pr * 16.2) + (Pse * 8) + (Pt * 11.5) + (Ps * 19.2)$$

$$= 14.44 * 16.2 + 19.2 * 8 + 176.4 * 11.5 + 7 * 19.2 = 2550.52 \text{ Tm}$$

$$M_{r/o} = (F_t * 4.83) + (F_s * 7.5) = 62.44 * 4.83 + 7 * 7.5 = 354.08 \text{ Tm}$$

$$\frac{\sum M_{s/o}}{\sum M_{r/o}} = 7.203 > 1.5$$

La stabilité du mur au renversement est vérifiée.

V 3.1.4 Stabilité au glissement :

Pour qui il y ait pas de glissement, il faut que $\frac{\sum F_H}{\sum F_V} < f$

$f = 0.6$ coefficient de glissement béton sur béton

$$\sum F_H = F_t + F_s = 69 \text{ T}$$

$$\sum F_V = Pr + Pse + Pt + Ps = 435.64$$

$$\frac{\sum F_H}{\sum F_V} = 0.15 < 0.6$$

V 3.1.5 Stabilité au poinçonnement :

σ_{sol} : Est la contrainte maximale que peut supposer le sol $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$

Le signe positif des moments dans le sens des aiguilles d'une montre.

Le calcul de stabilité se fait pour canal plein.

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{S} + 6 \frac{M_G}{b \times B^2} \\ \sigma_2 = \frac{N}{S} - 6 \frac{M_G}{b \times B^2} \end{cases}$$

$S = b \times B$: Surface de la base de la semelle. = $100 \times 2200 \text{ cm}^2$

Les conditions qui doivent être vérifiées pour que l'ouvrage soit stable au poinçonnement :

$$\begin{cases} \sigma_1 \text{ et } \sigma_2 \geq 0 \text{ bars} \\ \sigma_1 \text{ et } \sigma_2 \leq \overline{\sigma_{BCV}} \end{cases}$$

$$N = P_e + P_s + P_r + P_t + P_s = 432240$$

$$M_G = (P_r \times 820) + (F_e \times 500) + (P_t \times 850) + (-F_t \times) + (-F_s \times 750) + (-P_e \times 450)$$

$$= \text{Kg cm}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + 6 \frac{M_G}{b \times B^2} = (432240 / 100 \times 2200) + (6 \times 921500 / 100 \times 2200^2) = 1.97 \text{ bars}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - 6 \frac{M_G}{b \times B^2} = (432240 / 100 \times 2200) - (6 \times 921500 / 100 \times 2200^2) = 1.94 \text{ bars}$$

$$\sigma_1 \text{ et } \sigma_2 \leq \overline{\sigma_{BCV}} = 2 \text{ bars}$$

Donc la condition de non poinçonnement est vérifiée.

Conclusion :

L'importance de l'étude de stabilité est de confirmer le calcul dimensionnel de l'évacuateur de crue, et sa capacité de résister aux différentes charges, pour notre cas on a vérifié la stabilité du déversoir, les murs bajoyers du coursier et du bassin de dissipation, dans les conditions les plus critiques, donc on peut affirmer que ces ouvrages résistent au renversement, au glissement, et au poinçonnement.

Introduction

L'étude de l'organisation de chantier est une étape importante pour réaliser des projets à temps, et avec une bonne efficacité, cela va diminuer les coûts de réalisation et permettra de bien finaliser les travaux avant de passer à l'étape de l'exploitation.

La construction d'un barrage en terre ou digue nécessite un travail de terrassement énorme, et l'utilisation de nombreux engins mécaniques qui sont destinés à scarifier, excaver, transporter, niveler et compacter le sol.

L'organisation de chantier fournit à cet effet à l'ingénieur les renseignements nécessaires pour faire le projet de l'ouvrage, et étudier les conditions générales d'exécution, estimer la dépense, rédiger le marché et le faire approuver de manière convaincante à l'administration supérieure, en résumé, établir un calendrier pour le déroulement des travaux afin d'en dégager le délai de réalisation, il permet aussi en outre de déterminer et de coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour accomplir dans les meilleures conditions possibles les travaux à exécuter.

VI.1. Installation du chantier

L'implantation d'un chantier nécessite un terrain en dégagant de larges espaces autour de l'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 meilleures 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 Les moyens humains

Si on a dans la cadre du marché de la conception détaillée des ouvrages, il doit justifier la mise en œuvre du personnel comptent pour la réalisation des études préalables, géotechniciens, hydrologues, topographe, ingénieur béton armé ...etc.

Pour le personnel d'exécution, il doit indiquer la composition et la fonction des équipes amenées à travailler sur le chantier et désigner la personne physique responsable du chantier et de l'encadrement du personnel.

VI.2.2 Les moyens matériels

On peut distinguer le matériel général de terrassement, le matériel lié au type de barrage et le matériel spécifique.

Pour l'ensemble de matériel on doit mentionner les marques, les types, les puissances, les rendements et le nombre des engins affecté au chantier ainsi que leur mode d'intervention suivant le phasage des travaux, On peut citer :

- **Le matériel de terrassement**

- Le bulldozer.
- Pelle mécanique.
- Chargeur à pneu ou à chenilles.
- Décapeuse.
- Niveleuse et les camions.
- **Matériels liés au type du barrage**
 - **Le matériel de compactage**
 1. Les compacteurs à pneus : Ils conviennent pour le compactage de la quasi-totalité des sols.
 2. Les compacteurs à rouleaux vibrant : Ils sont utilisés pour le compactage des matériaux à angle de frottement élevé, tels les enrochements ou les sables à granulométrie serrée.
 3. Les compacteurs à pied dameurs : Ils conviennent pour le compactage des sols fins.
- **Matériel de bétonnage**

On utilise le plus souvent des bétonnières pour la fabrication du béton nécessaire pour la construction des ouvrages en béton (évacuateur – tunnel de dérivation ...).

VI.3 les phases de l'implantation du chantier

On peut distinguer quatre phases principales

VI.3.1. Installation de chantier et travaux préparatoires

Cette phase comporte

- réalisation des accès provisoires
- les installations de chantier
- les essais de fabrication du BCV
- les essais d'injection

VI.3.2. travaux hors crue (période estivale)

Des travaux préparatoire en fond de vallée consiste à :

- creuser les galeries
- réaliser les injections de consolidation
- la réalisation du canal de dérivation

- le bétonnage du canal
- la construction des batardeaux amont et aval
- enfin la dérivation de l'oued

VI.3.3. Construction des ouvrages

La construction des ouvrages comprend trois grandes parties :

- la construction du barrage
- la construction de l'évacuateur
- les travaux d'injection et de drainage depuis les galeries
- la construction de la tour de prise

VI.3.4. Fermeture de la vidange et mise en eau

L'équipement de la partie basse de la tour, c'est à dire le génie civil de première phase des pertuis, la mise en place des vannes et le génie civil de deuxième phase

Après réalisation des travaux de mise en place des équipements de la vidange, la mise en eau du barrage peut commencer. Dans la mesure du possible. Parallèlement à la mise en eau, les travaux de finition et de remise en état des lieux seront réalisés

VI.4. La planification des travaux

C'est un moyen qui permet de chercher constamment la meilleure façon d'utiliser avec économie la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre pour assurer l'efficacité de l'action à entreprendre, son objectif est de s'assurer que les travaux se font dans un ordre correct à temps, aussi économique que possible. Elle consiste en :

- Installation des postes de travail.
- Observations instantanées.
- Analyse des tâches.
- Le chronométrage.
- Définition des objectifs et des attributions.
- Simplification des méthodes.
- Stabilisation des postes de travail.

VI.4.1. procédures de travail de planification

- Le travail de planification nécessite les étapes suivantes :

- Collection des informations concernant les plans d'architecture, le cahier de charges, les normes de travail et de matériels, et le prix des matériaux.
- Les compositions du projet : on décompose le projet en opérations soit en éléments de construction (poteaux, poutres, ... etc.), soit suivant la ressource à utiliser (terrassements, coulage, ... etc.).
- 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.
- Attribution des durées : temps de réalisation de chaque opération par la formule suivante :

$$T = \frac{Q * R}{N}$$

Avec : T : Temps de travail.

Q : Quantité de travail.

N : Nombre d'équipe.

R : Rendement.

- Conception du réseau.

VI.4.2. Techniques de la planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau.
- Méthodes basées sur le graphique.

Note : le graphique ne peut se faire sans le réseau.

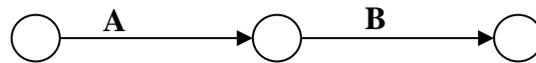
VI.4.3. méthodes basées sur le réseau

a) Définition du réseau

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

➤ **Réseau à flèches**

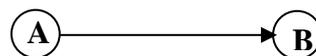
L'opération est représentée par une flèche et la relation entre les opérations par des nœuds.



L'opération **A** précède l'opération **B**

➤ **Réseau à nœuds**

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



L'opération (**B**) ne peut commencer que si l'opération (**A**) est complètement achevée.

b) Construction du réseau

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

- Etablissement d'une liste des tâches :

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

- Détermination des tâches antérieures :

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

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

c) Différentes méthodes basées sur le réseau

➤ **Méthode C.P.M (méthode du chemin critique)**

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

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

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

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

➤ **Méthode P.E.R.T (Program Evaluation and Review Technical)**

C'est-à-dire technique d'ordonnancement des tâches et contrôle des programmes, c'est une méthode consistant à mettre en ordre sous forme de réseau plusieurs tâches qui grâce à leur chronologie et leur dépendance concourent toutes à l'obtention d'un produit fini.

➤ **Méthode P.D.M (Procedure Diagram Method)**

C'est une méthode basée sur le réseau à nœuds et développe trois (03) relations à savoir

- Commencement de l'opération (A) et (B) ;
- Finition de l'opération (A) et commencement de (B).
- Finition de l'opération (A) et finition de l'opération (B).

VI.4.4. Méthodes basées sur le graphique

a) **Méthode linéaire (ligne of balance technic) :**

Cette méthode est destinée à la planification des projets de construction dont les travaux son répétitifs.

b) **Méthode à barres**

Cette technique consiste à déterminer deux réseaux et un diagramme à barres (Plan de travail).

VI.4.5. Choix de la méthode de calcul

Le choix de la méthode de calcul repose essentiellement sur le type d'ouvrage à construire. Il est préférable dans le cas où les opérations se suivent comme dans notre cas d'opter pour la méthode C.P.M.

VI.4.5.1. Les paramètres de la méthode C.P.M

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

DCP	TR
DFP	DCPP

DFPP	MT
-------------	-----------

Avec : TR : temps de réalisation.

DCP : date de commencement au plus tôt.

DCPP : date de commencement au plus tard.

DFP : date de finition au plus tôt.

DFPP : date de finition au plus tard.

MT : marge totale.

$$\text{Et : } \begin{cases} \text{DFP} = \text{DCP} + \text{TR} \\ \text{DCPP} = \text{DFPP} - \text{TR} \\ \text{MT} = \text{DFPP} - \text{DFP} \\ \text{DCP}_i + \text{TR} = \text{DFP}_i \\ \text{DFP}_i = \text{DCP}_{i+1} \end{cases}$$

VI.4.5.2. Chemin critique (C.C)

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

$$\text{C.C} \Leftrightarrow \begin{cases} \text{MT} = 0 \\ \sum \text{TR}_{\text{C.C}} = \text{D.T.P} \end{cases}$$

VI.4.5.3. Attribution des durées de chaque opération

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

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

En utilisant les normes C.N.A.T, on pourra appliquer la formule suivante:

$$T = \frac{Q \cdot N}{n}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} Q = \text{Quantité de travail} \\ N = \text{Rendement} \\ n = \text{Nombre d'équipes} \end{cases}$$

VI.4.5.4. Les plannings

Il existe trois types de plan de travail

a) Plan de travail au plus tôt

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tôt, l'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est riche en moyens et travaille sur plusieurs chantiers.

b) Plan de travail au plus tard

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tard ; les tâches ne sont pas retardées, l'entreprise opte pour ce type de planning quand ses moyens sont limités (plus économique).

c) Plan de travail intermédiaire

Les opérations commencent à une date intermédiaire, entre date au plus tôt et date au plus tard, l'entreprise opte pour ce type de planning quand elle est riche et travaille sur un seul chantier (moyens parfaits).

VI.4.5.5. Délai de construction et programme des travaux :

Le délai de construction de l'ouvrage est déterminé en tenant compte du temps de réalisation de chacune des opérations qui le composent, tout en sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement. La bonne exécution de ces travaux repose sur une bonne planification des différentes tâches c'est-à-dire une recherche constante de la meilleure façon d'utilisation la main d'œuvre et les autres moyens mécaniques pour assurer l'efficacité de l'action entreprise moyennant le respect de certaines exigences dont entre autres :

- Le déroulement du travail dans un ordre correct c'est-à-dire une bonne succession des opérations.
- Le respect des délais de réalisation pour chaque opération.
- Faire le travail le plus économiquement possible.

Ainsi, cette rationalisation des travaux est tributaire de certaines conditions à savoir la mécanisation maximale des travaux, disponibilité d'un matériel de construction de haut rendement asservie par du personnel qualifié ; bon état du réseau routier servant à l'exécution des opérations de transport; la combinaison dans le temps de différents travaux sur plusieurs fronts sans en pénaliser leur bonne réalisation.

VI.5.1. Les compositions du projet :

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

Tableau VI.01 : symboles des opérations.

Tavaux	Opérations	Durée
Travaux routiers	A	3
Installation de chantier	B	4
Pré batardeau	C	3
Tunnel de dérivation	D	6
Batardeau	E	6
Excavation du barrage	F	5
Recharges du barrage et du noyau	G	14
Excavation de l'évacuateur de crue	H	3
Construction de l'évacuateur de crue	I	9
Bassin d'amortissement d'E.C	J	3
Prise d'eau et conduite	K	6
Chambers des vannes	L	2
Équipements hydromécaniques	M	2
Travaux de finition	N	4

VII.5.2. Détermination des chemins critiques :

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).pour sa détermination on applique les méthodes suivantes :

VI.5.3. Méthode de réseau à nœuds :

Elle consiste à faire le calcul Aller et Retour en utilisant les paramètres de la grille suivante :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

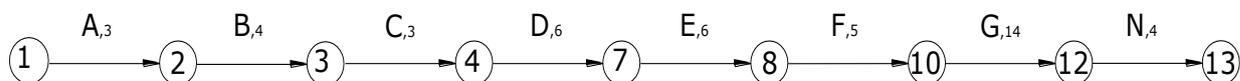
Le réseau à nœud est donné sur l'annexe 07

VI.5.4. Méthode du tableau

Tableau VI.02 : détermination du chemin critique par la méthode du tableau.

Opération	TR	D.P		D.F.P		M.T
		D.C.P	D.F.P	D.C.P.P	D.F.P.P	
1 – 2	3	0	3	0	3	0
2 – 3	4	3	7	3	7	0
3 – 4	3	7	10	7	10	0
3 – 5	3	7	10	26	29	19
4 – 7	6	10	16	10	16	0
5 – 6	9	10	19	29	38	19
6 – 12	3	19	22	38	41	19
7 – 8	6	16	22	16	22	0
7 – 9	6	16	22	31	37	15
8 – 10	5	22	27	22	27	0
9 – 11	2	22	24	37	39	15
10 – 12	14	27	41	27	41	0
11 – 12	2	24	26	39	41	15
12 – 13	4	41	45	41	45	0

D'après le tableau ci-avant le temps de réalisation est de **45mois**. Le chemin critique est le suivant :



Les résultats de la méthode Gant sont donnés dans l'annexe 08

Conclusion

L'organisation du chantier joue un rôle important dans la phase préliminaire de la préparation du projet, l'objectif est de supprimer les temps morts, d'avoir une meilleure qualité, de conserver une même vitesse d'avancement, pour toutes les opérations élémentaires et sur tous les points de chantier.

Le planning de construction du barrage et des ouvrages annexes est représenté par un diagramme à barres (diagramme de Gantt). Les remarques complémentaires suivantes sont nécessaires pour une explication plus précise :

- Un certain nombre de travaux préparatoires doivent être effectués avant les travaux de construction du barrage. Il s'agit essentiellement de la construction des routes d'accès vers les sites de construction et les zones d'emprunt, de la cité de l'Entrepreneur et du maître de l'ouvrage, des batardeaux de la 1ère Phase de contrôle de l'oued. La réalisation de ces travaux préparatoires nécessitera 10 mois.
- La durée de construction propre au barrage de Koudiat Ben Aida prendra au moins 45 mois. Cette durée est à considérer comme minimum absolu. Dans le cas où, principalement lors de la construction du barrage en terre, on devrait utiliser des techniques laborieuses, en renonçant partiellement à de gros engins, la durée de la construction s'élèverait à 5 ans. Le diagramme présente le déroulement des travaux avec une durée minimale de 45 mois.
- Pour assurer le réalisme du programme et sa cohérence générale, il faut suivre des cadences moyennes des travaux de génie civil.

Introduction :

L'objectif de ce chapitre est de sensibiliser tous les intervenants dans le chantier en vue de diminuer la fréquence des accidents de travail et leurs gravité pendant le déroulement des travaux en imposant des mesures de sécurité sur toute personne qui accède au chantier.

Les accidents de travail à travers les problèmes qu'ils génèrent tant sur le plan humain que financier constituent dans leur ensemble un élément très préjudiciable au bon rendement des chantiers dont il convient d'accorder la plus grande importance.

Ces règlements contribuent à limiter au maximum les accidents de travail et les dégâts humains et matériels dus à ces accidents. En ce qui concerne la sécurité pendant la période de construction et d'exploitation du barrage, la prévention contre les accidents de travail est indispensable.

VII 1. Les Causes des accidents de travail :

L'analyse des accidents les plus fréquents fait apparaître des causes à la fois humaines et techniques (industrielle).

- Causes humaines :

- La négligence des travailleurs.
- La fatigue.
- La distraction.
- Les gestes néfastes.
- Inaptitude mentale ou physique.
- Adoption de la solution de faciliter.

- Causes techniques :

- Les mauvaises conditions de travail.
- Encombrement du matériel dans les chantiers et le mauvais stockage.

- Le manque d'éclairage.

VII.2. Actions dangereuses dans le chantier :

- Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables.
- Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
- Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
- Imprudence durant le travail.
- Mauvaise utilisation d'un outillage ou d'un engin.
- Suivre un rythme de travail inadapté.
- Plaisanter ou se quereller.
- Adopter une position peu sûre

VII.3. Conditions dangereuses dans le chantier :

- Installation non protégée ou mal protégée.
- Outillages, engins et équipements en mauvais état.
- Matière défectueuse.
- Protection individuelle inexistante.
- Défauts dans la construction.
- Mauvaise disposition des lieux.
- Stockage irrationnel.
- Eclairage défectueux.
- Facteur d'ambiance impropre.

- Conditions climatiques défavorables.

VII.4 Les mesures de prévention contre les accidents

Ces mesures sont la suite logique de l'étude de sécurité, qui concerne tous les membres de l'entreprise, de sorte que tout le monde doivent contribuer à la lutte contre les accidents de travail. Les efforts de préventions seront couronnés si chacun collabore à la recherche et la suppression des risques, à la mise en place de dispositifs de protection.

Chacun doit se comporter de telle façon qu'il ne s'expose, ni expose ses compagnons, au danger.

a) Les équipements de protection individuelle

Le port des équipements individuels de protection est une mesure efficace de prévention. Cela permet d'éviter de nombreux accidents à la tête, aux mains, aux pieds, aux yeux, etc.....

- Porter les casques :
 - Dans tous les endroits,
 - Pour tous travaux, en raison des risques de blessures, à la tête, consécutifs à des chutes d'outils, des matériaux ou à des heurts.
- Porter des chaussures ou des bottes de sécurité avec semelle et coquille d'acier pour éviter
 - Les piques.
 - Les écrasements.
- Porter des gants appropriés aux travaux à exécuter, pour éviter :
 - Les maladies de la peau.
 - Les piqûres.
- Ne jamais porter de vêtement huileux, gras, au cours de travaux de soudage ou de découpage. Ces vêtements risquent de s'enflammer.

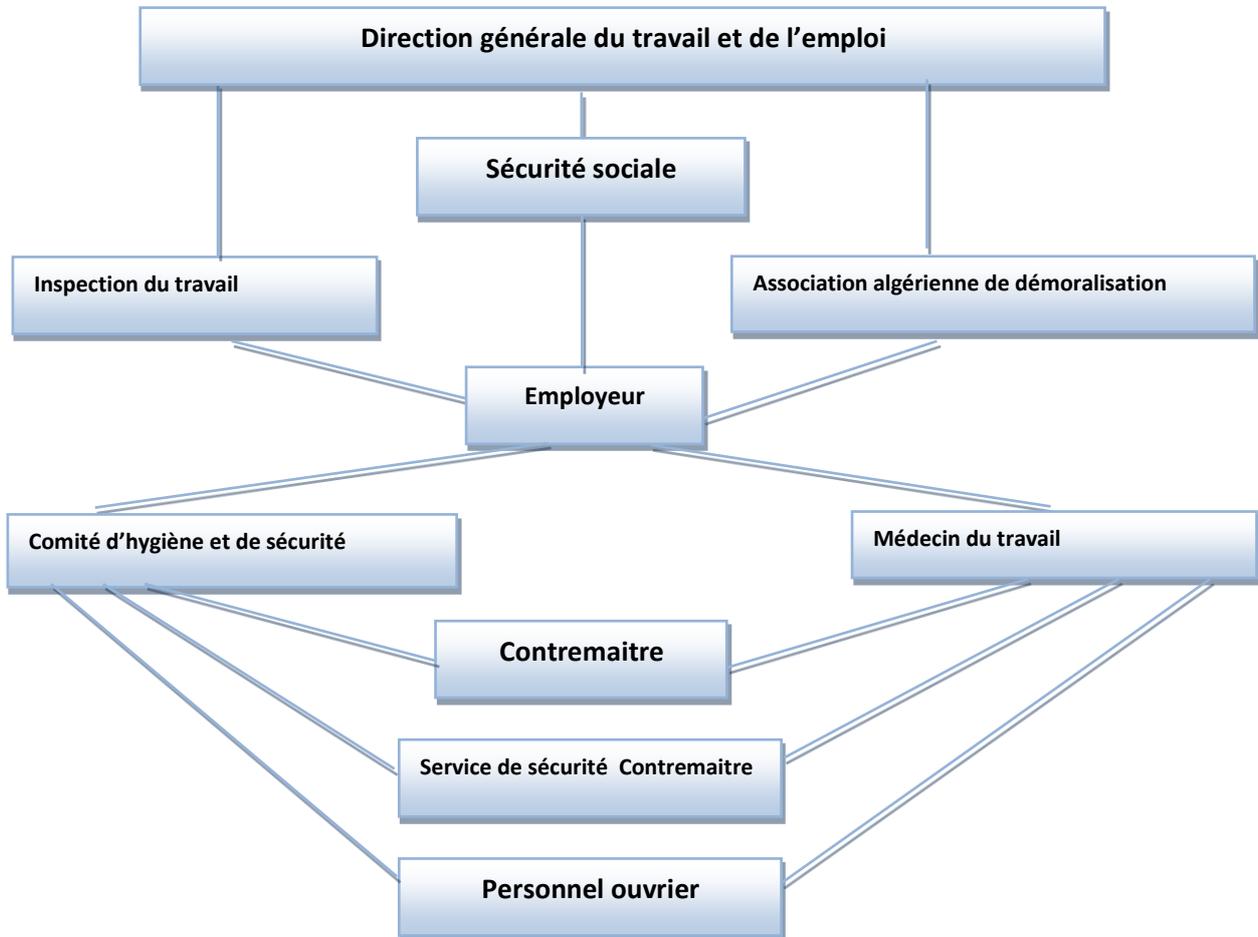
b) L'ordre dans le chantier et aux postes de travail

L'ordre est un facteur essentiel de sécurité et de bon déroulement des travaux, pour cela il faut :

- Maintenir les accès, les passages dégagés.

- Stocker les matériaux correctement pour éviter tous risques d'accidents lors du passage des travailleurs.

Figure VII.01 : Organigramme de la prévention.



Le Contremaître constitue le maillon essentiel de la chaîne de prévention des accidents du travail. Vu sous l'angle de la protection du personnel, le rôle du Contremaître revêt trois aspects importants, pédagogique, de surveillance, de suggestion.

VII.5. Plan de sécurité adaptée aux travaux de réalisation:

Puisque les travaux de terrassement sont les travaux qui prennent la plupart du temps dans la réalisation du barrage on a proposé un plan de sécurité adapté aux travaux de terrassement généraux, de soutènement et de fondation profonde. On a résumé ce plan dans le tableau suivant.

Tableau VII- 01 : plan de sécurité

Objectifs visés	Mesures appropriées à envisager
1) Prévenir les risques d'accident par chutes, chutes et engins de terrassement.	Disposition concernant : -La réalisation du chantier de jour comme nuit. -Les zones interdites au public. - Les précautions particulières à prendre en cas de brouillard. -Réglementation de la circulation, signalisation interne aux chantiers, dépôts (panneaux, repérages, etc.....).
2) Limiter les risques d'incidents lors de l'approvisionnement du chantier. Assurer la stabilité, la consolidation et la reprise des éléments stockés.	Repérage des lignes électriques.
3) Prévenir les accidents lors de l'utilisation du matériel : De renversement des engins ; De l'éboulement des terrains ;	Disposition à prendre pour le guidage des camions et des engins notamment lors des manœuvres en marche arrière.
4) Eviter les heurtes entre les engins et renversement des engins.	Interdiction de dépassement et de stationnement.
5) Assurer la stabilité à la conservation et la reprise aisée des éléments stockés.	-Définition des lieux de stockage des divers matériaux. -Moyens de calage de chargement et de déchargement.
6) Eliminer les surcharges en bordure des fouilles.	Mode de stockage des déblais et leur mode de déchargement.
7) Prévenir les chutes des objets.	Examen des câbles soumis à des sollicitations particulières.
8) Prévenir des ruptures des organes de levage.	Disposition et consignes particulières concernant l'entretien des matériels, des installations, les engins et les véhicules.
9) Heurts des personnes par les outils.	Les travailleurs qui utilisent la pioche ou la pelle dans leurs activités doivent être tenus à une distance suffisant les uns des autres.

Conclusion

La sécurité des travailleurs est d'une nécessité primordiale pour le maître maître de l'œuvre, pour une bonne gestion des projets et une exécution des travaux dans les délais sans interruption, il est indispensable d'appliquer rigoureusement les mesures de sécurité sur tout le personnel et d'essayer au maximum de limiter les accidents dans le chantier,

Conclusion générale

L'étude de l'évacuateur de crues et des ouvrages annexes du barrage de Koudiat Ben Aida a conduit comme variante de cet ouvrage à un évacuateur latéral à entonnement latéral. Cet ouvrage devra évacuer un débit de crue de $496 \text{ m}^3/\text{s}$, ce débit sera amorti par un dissipateur d'énergie de type saut de Sky, l'ouvrage sera relié à l'aval de l'oued via un bassin de dissipation. Les dimensions ont été calculées pour ce débit, le choix de la prise d'eau a été fait pour une tour de prise à deux niveaux, et une vidange de fond projeté dans la galerie de dérivation.

Le délai de construction a été estimé de 45 mois, cependant il peut y avoir des prolongations surtout dans la période d'hiver.

Une modélisation physique est souvent nécessaire pour prévoir le comportement de l'ouvrage face aux situations extrêmes. Et notamment pour vérifier les phénomènes hydrauliques dans le coursier, qui sont la propagation des vagues roulantes, et l'entraînement d'air, car les formules de dimensionnement des murs bajoyers sont des formules empiriques tirées à partir d'études expérimentales.

Références

- [1] .B. TOUAIBIA (2004): Manuel pratique d'hydrologie. ENSH Blida
- [2] .J.P .Laborde (2000), Elément d'hydrologie de surface,(Nice,France).
- [3]. M. HASSANE (1998) : Formulaire de calcul des aménagements. ENSH Blida.
- [4] .M. HASSANE (2004) : manuel pratique du calcul de dimensionnement des évacuateurs de crues latéral. ENSH Blida.
- [5] .CIGB (1984) : Choix de la crue de projet ; méthodes actuelles. Bulletin 82.
- [6] .Farhad Yazdandoost ET Jalal Attari (APRIL 2004): Hydraulics of dams and river (TEHRAN, IRAN)
- [7] .Minor H.E et Hager W.H. (2000): Hydraulics of Stepped Spillway.ZURICH
- [8] .SKUTCH (1999), Hydraulic analysis and design of energy dissipating structures
- [9]. OFEN Section Barrage, (juin 2008), Documentation de base relative à la vérification de sécurité en cas des crues
- [10] .B. TOUAIBIA (2005): Les Retenues, calcul de régularisation des débits . ENSH Blida
- [11] GM. Brun (1953), Trap efficiency of reservoirs,