

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR 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 DES VARIANTES DE L'EVACUATEUR DE CRUE ET DES
OUVRAGES ANNEXES DE BARRAGE DE BOUNAMOUSA
(W D'EL TARF)**

PRESENTE PAR :

BOUCHETAT Kenza

Devant les membres du jury

Nomet Prénoms	Grade	Qualité Mr
A.HADJSADOK	M.C.(A)	Président
S.TOUMI	M.C.(B)	Examineur
M.BOUZIANE	M.A.(A)	Examineur
M.BOUKHELIFA	M.A.(A)	Examineur
I.ZAIBAK	M.A.(B)	Promoteur

SEPTEMBRE 2016

Remerciement

Au terme de ce Modest travail, je remercie le bon Dieu qui m'a armé de courage et de bonne volonté pendant l'élaboration de ce mémoire.

Je tiens à exprimer mes vifs remerciements et ma haute gratitude à mon promoteur **ISSAM ZAIBAK**, pour ses précieux conseils, et sa disponibilité.

Je remercie également le président et les membres de jury qui nous feront l'honneur d'apprécier notre travail.

En fin, je m'adresse aux cadres de bureau d'études **BETHYD**, pour m'avoir accueilli au sein de leur bureau, surtout, Mr **BOUKAKA Nabil**.

Mes remerciement ne serais pas complets si je ne citerais pas tous **mes Amis** surtout Ilhem ,Bouthaina, Khadija , Rania , Narimen,Merzaka et toutes les personnes qui m'ont aidé de près ou de loin afin d'élaborer ce mémoire.

B.Kenza

DEDICACE

A l'âme de ma grand-mère HALIMA Qui a toujours été l'étoile de monciel,
Que dieu l'accueille en son vaste paradis.

A tous ceux qui j'aime, Surtout:

Mes chers parents

Mes frères : Sofiane, Amar, Zouheir, et ma sœur Imane
pour son énorme soutien et ses encouragements;

À Ma chère cousine Radia

Ma famille BOUCHETAT et BENSLIMENE

- A mes Amies Kamilia, Ilhem, Bouthaina, Khadija, Rania, Narimen
- Lescamarades de la promotion de l'hydraulique.

A tous mes enseignants de l'ENSH qui ont participé à ma formation.

A toutes personnes utilisant ce document Pour
Un bon usage

KENZA

ملخص

في إطار الإستراتيجية الوطنية التي تهدف إلى الحفاظ على الموارد المائية من أجل تخزين ملايين الأمتار المكعبة التي تتسرب إلى البحر وعبر الحدود، لذا تقوم الوكالة الوطنية للسدود والتحويلات بدراسة وبناء أكبر عدد ممكن من السدود والحوجز المائية. في إطار ذلك تأتي مذكرتنا هذه لتتناول دراسة تفصيلية للمنشآت الملحقة لسد مائي على مستوى ولاية الطارف بهدف زيادة قدرة التزويد بالمياه و تغطية طلبات سقي الأراضي الفلاحية المجاورة . و لتشييد المنشآت الملحقة لسد بوناموسة بولاية الطارف تتطلب دراسة دقيقة من عدة جوانب منها طبوغرافية, جيولوجية و هيدرولوجية و هذا بغرض تحديد النموذج المناسب لانجازها بعدما قمنا بتقديم الاقتراحات المناسبة.

Résumé

Dans le cadre de la stratégie national en matière de conservation des eaux et afin de mobiliser les millions de mètre cubes d'eau qui sont perdus (rejet en mer), c'est pour cela l'ANBT a pour mission l'étude et la construction de barrages et de retenue collinaires.

Ce présent travail est une étude des ouvrages annexes du barrage BOUNAMOUSA dans la wilaya d'El Tarf. Pour contribuer à l'exécution de ces ouvrages, une étude plus poussée s'impose, telle que l'étude topographique, géologique.

Abstract:

In the setting of the national strategy concerning conservation of water, in order to mobilize an important quality of water that is lost (dismissal in sea). The ANBT has the role to study and construct dams and retaining hill.

This work is a study of the additional works of the dam in the wilaya of El Tarf. To contribute to the execution of these works a more thorough study is essential, such as the topographic, geological, hydrogeological study, and that to determine the most adequate

Sommaire

Chapitre I : Etude Topographique

Introduction.....	1
I.1.La présentation de la wilaya d’El Tarf.....	1
I.2.Situation géographique	2
I.3.Choix de l’axe du barrage.....	3
Conclusion.....	4

Chapitre II : Etude Géologique et Géotechnique

II.1 Etude géologique

Introduction	5
II.1.1 Géologie régionale	6
II.1.2Tectonique	6
II.1.3 Géomorphologie	7
II.1.4 Géologie de la cuvette	7
II.1.4.1 Constitution géologique.....	7
II.1.4.2 Caractéristiques hydrogéologiques et perméabilité des terrains	8
II.1.4.3 Processus d'érosion et stabilité des versants	9
II.1.5 Géologie du site du barrage.....	9
II.1.5.1 Lithologie	9
II.1.5.2 Perméabilité des terrains	10
II.1.6 Séismicité	11
II.2 Etude géotechnique	
Introduction	12
II.2.1 Zones d'emprunts	12
II.2.2 Travaux de reconnaissance effectuée.....	12
II.2.2.1 Sur le site de barrage et les ouvragesannexes	12
II.2.2.2 Sur les zones d'emprunts.....	16
II.2.2.3 Discussion des résultats	19
II.2.3 Description des ouvrages	20
II.2.3.1 Le barrage.....	20
II.2.3.2Les ouvrages annexes.....	21
Conclusion	21

Chapitre III : Etude Hydrologique

Introduction	22
III.1.Caractéristiques du bassin versant	22
III.1.2.Caractéristiques géométriques.....	22
III.1.3.Paramètre de forme.....	22
III.1.4.Paramètres du relief.....	26
III.2.Caractéristiques hydrographiques et caractéristiques d'écoulement	33
III.2.1.Le réseau hydrographique.....	33
III.3.Caractéristiques climatologiques du bassin versant.....	39
III.3.1.Température.....	39
III.3.2.Vents.....	40
III.3.3.Evaporation.....	41
III.3.4.Humidité relative.....	41
III.3.5.La pluviométrie.....	42
III.4.Pluies maximales journalières.....	43
III.4.1.Etude d'homogénéisation de la série des pluies annuelles.....	44
III.4.2.Ajustement des pluies maximales journalières.....	46
III.4.3.Pluies de courtes durées et leur intensité à différentes fréquences.....	52
III.5.Etude des apports.....	55
III.5.1.Les apports liquides.....	55
III.5.2.Les apports solides.....	62
III.6.Etude des crues.....	63
III.6.1.Construction de l'hydrogramme de crue	67
III.7.Régularisation des débits	73
III.7.1.Les courbes capacités–surface – hauteur.....	73
III.7.2.Régularisation des débits.....	76
III.8.Laminage des crues	85
III.8.1.Méthode de Kotcherine.....	85
III.9.Etude d'optimisation.....	91
III.9.1. La revanche	91
III.9.2.la largeur en crête.....	92
III.9.3.Calcul des coûts	95
III.10.Laminage de crue pour une largeur du déversoir de 150 m.....	102
Conclusion.....	104

Sommaire**Chapitre IV : Etude des variantes de l'évacuateur de crue**

Introduction.....	105
IV.1.Conception du barrage	105
IV.2.Généralités sur les évacuateurs des crues.....	106
IV.2.1.Critères de choix de l'évacuateur de crue	106
IV.2.2.Choix de la rive favorable	108
IV.3.Etude des variantes de l'évacuateur de crue.....	109
IV.3.1.Etude de 1 ^{ère} variante« Evacuateur Latéral à entonnement latéral ».....	109
IV.3.2.Etude de 2 ^{ème} variante« Evacuateur de crues en puits et évacuateur de secours ».....	125
IV.4.Choix de la variante la plus favorable.....	155
Conclusion.....	156

Chapitre V : Etude Génie Civil

Introduction	157
V.1.Principe de calcul génie civil.....	157
V.1.1.Calcul de stabilité.....	157
V.2.Prédimensionnement	161
V.2.1.Ferraillages des éléments.....	161
V.3.résultats de calcul.....	166
V.3.1.Prédimensionnement.....	166
V.3.2.Calcul de stabilité	168
V.3.3.Calcul de ferraillage.....	170
V.4.Compositions du béton et contrôle de qualité	172
Conclusion.....	174

Chapitre VI : Etude des ouvrages annexes

Introduction.....	175
VI.1.Dérivation provisoire.....	175
VI.1.1. Différents types d'ouvrages de dérivation	176
VI.1.2. L'emplacement de l'ouvrage de dérivation	176
VI.1.3. Choix de la variante de l'ouvrage de dérivation.....	177
VI.1.4. Choix de la crue de dimensionnement.....	177
VI.1.5.Dimensionnement de la dérivation provisoire.....	177
VI.1.6.Laminage de crues de chantier.....	179
VI.1.7.Etude d'optimisation.....	180
VI.2.vidange de fond.....	184
VI.2.1 : Différents types d'ouvrages de vidange	185
VI.2.2. Choix de la variante	185

Sommaire

VI.2.3.Recommandation pour les dispositifs constitués de la conduite de vidange	186
VI.2.4.Recommandations modulées (dispositif minimum).....	187
VI.2.5.Dimensionnement de l'ouvrage de vidange.....	188
Conclusion.....	191
VI.3.Ouvrage de prise d'eau.....	192
VI.3.1.Différentes type de prise d'eau	192
VI.3.2. Choix de la variante	192
VI.3.3. Dimensionnement de l'ouvrage de la prise d'eau	192
Conclusion.....	193

Chapitre VII : Organisation de chantier

Introduction.....	194
VII.1.Les participants à l'acte de construire.....	194
VII.2.Ordre d'exécution des travaux.....	194
VII.3.Installation de chantier.....	195
VII.3.1.Définition d'un chantier.....	195
VII.3.2.Rôle de l'installation de chantier.....	195
VII.3.3.Les différentes installations de chantier.....	195
VII.3.4.Ordre d'exécution des travaux.....	195
VII.4. Matériel et personnel nécessaire.....	196
VII.4.1. Matériel nécessaire	196
VII.4.2. Personnel nécessaire	196
VII.5.Planification.....	196
VII.5.1. Définition du réseau	197
VII.5.2. Construction du réseau.....	197
VII.5.3. Différentes méthodes basées sur le réseau	198
VII.5.4. Les paramètres de la méthode C.P.M.....	198
VII.5.5.Chemin critique (C.C).....	199
VII.5.6.Attribution des durées de chaque opération.....	200
VII.5.7. Symboles des différentes opérations	201
Conclusion	203

Chapitre VIII : Impact sur l'environnement

Introduction.....	204
VIII.1.Carractéristiques des impacts.....	204
VIII.2. Exemples d'impact.....	205
VIII.3.Impact de barrage Bounamoussa sur l'environnement.....	205
VIII.3.1.Déplacement de la population.....	206
VIII.3.2. Nuisances au voisinage des chantiers	206
VIII.3.3. Interruption d'infrastructures	206
VIII.3.4. Modification des paysages	207
VIII.3.5.Destruction de végétaux et d'habitats de la faune sauvage	207
VIII.3.6. Réduction des débits transitant à l'aval des ouvrages	208
VIII.3.7. Risque de dégradation de la qualité des eaux dans les retenues	208
VIII.3.8.Risques sanitaires	209
VIII.3.9.Modification des pratiques agricoles	209
VIII.4. Mesures techniques	209
Conclusion	210

ChapitreIX: Protection et Sécurité de travail

Introduction.....	211
IX.1.Conditions dangereuses dans le chantier	211
IX.2. Actions dangereuses	211
IX.3.Instructions structurelles sur la sécurité	212
IX.3.1. Instructions à donner aux travailleurs et aux visiteurs du chantier.....	212
IX.3.2. Instructions à donner au Chef d'équipe.....	212
IX.4. Principes fonctions du service de sécurité	213
IX.5. Causes des accidents de travail	213
IX.5.1. Causes humaines	213
IX.5.2. Causes techniques.....	214
IX.6. Mesures préventives.....	214
IX.7.Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation.....	214
IX.8.Calcul du débit d'air nécessaire à la ventilation de la galerie de dérivation.....	216
Conclusion.....	216

Liste des tableaux

Chapitre I : Etude topographique

Tableau I.01 : Coordonnées de l'axe de barrage (Lambert et UTM).....	3
--	---

Chapitre II : Etude géologique et technique

Tableau. II.01 : les travaux de reconnaissances sur le terrain sur le site de barrage et les ouvrages annexes.....	13
Tableau. II.02 : les essais au laboratoire sur le site de barrage et les ouvrages annexes.....	14
Tableau II.03 : Les résultats des essais au laboratoire sur le site du barrage et des ouvrages annexes	15
Tableau. II.04 : les travaux de reconnaissances sur le terrain sur les zones d'emprunts.....	16
Tableau. II.05 : les essais au laboratoire sur les zones d'emprunts	17
Tableau II.06 : Les résultats des essais au laboratoire sur les zones d'emprunts	18

Chapitre III : Etude Hydrologique

Tableau III.01 : Classification de bassin en fonction de Kc.....	24
Tableau III.02 : Résultats de calcul de rectangle équivalent.....	26
Tableau III.03: Coordonnées de la courbe hypsométrique.....	27
Tableau III.04: Calcul de l'altitude moyenne.....	30
Tableau III.05: Détermination des altitudes.....	30
Tableau III.06 : les longueurs des altitudes.....	31
Tableau III.07: Classification du relief.....	31
Tableau III.08 : Classification O.R.S.T.O.M (type de relief).....	33
Tableau III.09: la longueur de cours d'eau principale en chaque altitude.....	37
Tableau III.10: Récapitulatif des caractéristiques hydromorphométriques du B.V.....	38
Tableau III.11 : Les coordonnées stations de, Ain El Assel	39
Tableau III.12 : Températures moyennes annuelles (station d'Ain El Assel).....	39
Tableau III.13 : Vitesses moyennes mensuelles des vents (station de Chaffia).....	40
Tableau III.14. Répartition de mensuelle de l'évaporation (station d'Ain Assel).....	41

Liste des tableaux

Tableau III.15 : moyennes mensuelles de l'humidité relative.....	41
Tableau III.16: Caractéristiques de la station pluviométrique disponible.....	42
Tableau III.17: Pluies mensuelles et moyennes annuelles.....	43
Tableau III.18 : les caractéristiques pluviométrique de la région.....	43
Tableau III.19 : Les résultats du test de Mood.....	45
Tableau III.20 : Paramètres caractéristiques de l'échantillon.....	46
Tableau III.21:Ajustement à la loi de GUMBEL.....	47
Tableau III.22 : La comparaison entre les résultats de la loi de Gumbel et l'échantillon.....	48
Tableau III.23 : Ajustement à la loi de GALTON.....	49
Tableau III.24 : Comparaison des caractéristiques de la loi et de l'échantillon GALTON...	50
Tableau III.25: Les pluies maximales journalières fréquentielles.....	52
Tableau III.26 :Résultats de calcul de la pluie de courte durée de différentes fréquences et leur intensité.....	53
Tableau III.27: Récapitulatif des apports.....	55
Tableau III.28 : Répartition mensuelle de l'apport moyen.....	55
Tableau III.29: récapitulatif des résultats des coefficients des variantes.....	57
Tableau III.30:Les apports fréquents.....	61
Tableau III.31:La répartition mensuelle des apports.....	61
Tableau III.32 Récapitulatif des résultats de la formule Mallet-Gauthier	64
Tableau III.33 : valeur de α en fonction de la fréquence.....	65
Tableau III.34 : valeur de γ en fonction de bassin versant.....	65
Tableau III.35 : Récapitulatif des résultats de la formule de SOKOLOVSKY.....	65
Tableau III.36 : Récapitulatif des résultats de la formule TURRAZA.....	66
Tableau III.37 : Récapitulatif des résultats de débit de crue.....	66
Tableau III.38 : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue δ	68

Liste des tableaux

Tableau III. 39 : récapitulatif des résultats de la formule de SOKOLOVSKY.....	68
Tableau III.40 : les valeurs de débits de crues dans différents période de retour.....	69
Tableau III.41 : Recommandations pour le choix de la crue de projet.....	72
Tableau III.42: Courbe topographiques et volumétriques.....	74
Tableau III.43 : La répartition mensuelle de l'apport 80%.....	76
Tableau III.44 : La répartition mensuelle de besoins en eau.....	76
Tableau III.45 : détermination de la période à bonne hydraulicité.....	77
Tableau III.46 : Régularisation saisonnière sans tenir compte les pertes.....	78
Tableau III.47 : Estimation des pertes par infiltration.....	80
Tableau III.48: Calcul des pertes.....	81
Tableau III.49: Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes	82
Tableau III.50 : récapitulatif des résultats de la régularisation.....	84
Tableau III.51 : données de départ.....	87
Tableau III.52 : Résultats des calculs avec les formules précédentes	88
Tableau III.53 : Débit déversant en fonction de H_d et b	89
Tableau III.54 : Récapitulatif des résultats de la méthode de KOTCHERINE.....	91
Tableau III.55 : Récapitulatif de la revanche.....	92
Tableau III.56 : Les résultats de calcul.....	94
Tableau III.57 : Calcul du coût de la digue	96
Tableau III.58 : Résultats de calculs du coût du déversoir pour les différentes largeurs déversantes	98
Tableau III.59: le coût du canal d'approche pour les différentes largeurs.....	99
Tableau III.60 : Récapitulatif des coûts du coursier pour différentes largeurs déversantes..	100
Tableau III.61 : Récapitulatif du coût total de barrage (digue + évacuateur de crue).....	101
Tableau III.62: Tableau récapitulatif des Caractéristiques du barrage.....	104

Chapitre IV : Etude des variantes d'évacuateurs de crues

Tableau IV.01 : Les coordonnées du profil de déversoir.....	112
Tableau IV.02 : Calcul des pertes de charge.....	117
Tableau IV.03 : Cotes du plan d'eau et du fond de la tranchée.....	118
Tableau IV.04 : les différents paramètres pour le calcul de la ligne d'eau.....	120
Tableau IV.05: Présentation des résultats du calcul hydraulique.....	128
Tableau IV.06 : Récapitulatif des résultats de calcul.....	132
Tableau IV.07: Calcul de la hauteur critique.....	136
Tableau IV.08 : Profil de déversoir de type Creager.....	144
Tableau IV.09 : Différents paramètres de calcul de la ligne d'eau.....	149

Liste des tableaux

Tableau IV.10.Récapitulatif des résultats	155
---	-----

Chapitre V : Etude Génie Civil

Tableau V.01: Ferrailage du canal latéral.....	171
Tableau V.02: Ferrailage du coursier.....	172
Tableau V.03 : Ferrailage du bassin de dissipation.....	173

Chapitre VI : Etude des ouvrages annexes

Tableau VI.01 : Coefficient de débit pour différents diamètre.....	178
Tableau VI.02 : Calcul des débits pour les écoulements en charge	178
Tableau VI.03 : Calcul de charge déversant.....	179
Tableau VI.04 : Résultats de calcul de laminage.....	179
Tableau VI.05 : Récapitulatif des hauteurs et largeur en crête.....	181
Tableau VI.06 :Résultats de calcul d'optimisation.....	183
Tableau VI.07 : Type de vidange de fond en fonction de $H^2\sqrt{V}$	188
Tableau VI.08 : Calcul du temps de vidange.....	191

Chapitre VII : Organisation de chantier

Tableau VII.01: Symboles et durées des opérations.....	201
--	-----

Chapitre IX : Protection et sécurité de travaille

Tableau IX.01 : Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation.....	215
---	-----

Chapitre I : Etude topographique

Figure I-1 : La région d'étude du barrage de Bounamoussa.....	1
Figure I-2 : carte de la situation géographique.....	2

Chapitre II : Etude géologique et géotechnique

Figure II-1 : Carte géologique et structurale.....	5
Figure II-2 : carte de zonage sismologique de l'Algérie	11

Chapitre III : Etude hydrologique

Figure III-1 : La délimitation du bassin versant.	23
Figure III- 2 : Le rectangle équivalent.....	26
Figure III-3 : La courbe hypsométrique du bassin versant.....	28
Figure III-4 : La repartition des courbes de niveaux	29
Figure III-5 : classification de schums.....	34
Figure III-6 : Profil en long du cours d'eau principal.....	37
Figure III- 7 : la répartition mensuelle de la température	40
Figure III- 8 : vitesses moyennes mensuelles des vents.....	40
Figure III-9 : la répartition mensuelle de l'évaporation.....	41
Figure III-10 : humidité relative moyennes mensuelles.....	42
Figure III-11 : la répartition des pluies moyennes mensuelles	43
Figure III-12 : la droite de l'ajustement avec la loi de GUMBEL.....	48
Figure III-13: la droite de l'ajustement avec la loi de GALTON.....	50
Figure III-14: Comparaison entre les deux ajustements.....	51
Figure III -15: Représentation des précipitations en fonction de temps pour fréquences.....	54
Figure III-16: Représentation des intensités en fonction de temps	54
Figure III- 17 – Répartition mensuelle de l'apport liquide moyen.....	57
Figure III-18 : Répartition mensuelle de l'apport 80 %..	62
Figure III-19 : Les hydrogrammes des crues pour différents période de retour.....	70
Figure III-20 :Hydrogramme de la crue de projet.....	72
Figure III-21 : Courbe capacité – hauteur.....	75
Figure III-22 : Courbe Surface – hauteur.....	75
Figure III- 23: Courbe volumes-surfaces	80
Figure III- 24 : laminage de crue pour différentes largeurs du déversoir.....	90
Figure III-25: Courbes d'optimisation	102
Figure III -26: Hydrogrammes de sortie.....	103

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

Liste des Figures

Figure IV.1: Schéma de calcul d'un évacuateur de crues	109
Figure IV.2 : Dimensions du déversoir.....	111
Figure IV.3 : Profil Creager	112
Figure IV.4 :le profil a l'aval de déversoir	114
Figure IV.5 : Représentation des tranchées.....	115
Figure IV.6: les tranches du canal latéral	116
Figure IV.7 : cotes de la ligne d'eau et du fond de la tranchée.....	118
Figure IV.8 : tracé de la ligne d'eau avec Canal 21.....	120
Figure IV.9 :Schéma de calcul de l'évacuateur de crue	121
Figure IV.10 : Evacuateur en puits.....	129
Figure IV.11 : Déversoir en tulipe de l'évacuateur en puits.....	130
Figure IV.12 : Evacuateur de crue en puits	134
Figure IV.13: l'écoulement entièrement dénoyé sur la crête déversant.....	138
Figure IV.14 : les dimensions de déversoir	143
Figure IV.15: profil du déversoir du type Creager.....	144
Figure IV.16: la ligne d'eau dans le coursier	150

Chapitre V : Etude génie civil

Figure V.1.Les charges exercés sur l'évacuateur de crues	158
Figure V.2.Schéma du diagramme des contraintes créé.	160
Figure V.3.Schéma du diagramme des contraintes créé.	161
Figure V.4.Diagramme des contraintes.	162
Figure V.5 : les moments agissent dur le rideau.....	163
Figure.V.6 : Diagramme des contraintes qui s'exercent sur la base du radier.....	165
Figure.V.7.Prédimensionnement des différents éléments de l'évacuateur de crue.....	167

Chapitre VI : Etude des ouvrages annexes

Figure VI.1: Coupe longitudinal de la galerie de dérivation.....	182
Figure VI.2 : courbesd'optimisation.....	184

Chapitre VI : Organisation de chantier

Figure VII.1: Réseau a nœuds	202
------------------------------------	-----

INTRODUCTION GENERALE

Introduction général

Un barrage comprend une digue et des ouvrages annexes qui ont pour rôle de faciliter l'exploitation, L'ouvrage annexe le plus important est l'évacuateur de crues, car il sert à assurer la sécurité du barrage contre les crues et d'assurer la continuité du cours d'eau en cas de remplissage de la retenue, sans faire de dégâts.

L'objectif principal de ce mémoire de fin d'études est de faire une étude détaillée et complète sur les ouvrages annexes du barrage de Bounamoussa (willaya d'El tarf). Ce travail se base sur les résultats d'étude de faisabilité menée par le bureau d'étude ENHYD-STUKY, afin de créer une conception réelle de ce barrage ayant pour objet de servir les périmètres d'irrigation d'el Tarf.

Ce travail comprendra neuf chapitres. D'abord, on commencera par une étude topographique, géologique ainsi que géotechnique qui nous permettra de localiser avec précision le site favorable du barrage. Après, on réalisera une étude hydrologique qui traitera en détail les données pluviométriques et climatologiques et on déterminera dans cette étude les caractéristiques géomorphologiques du bassin versant qui se termine par un calcul de l'optimisation dans le but de trouver la largeur du seuil déversant et la hauteur de la digue les plus économiques.

On consacrera un chapitre pour l'étude des deux variantes de l'évacuateur de crue dont le premier est un évacuateur latéral à entonnement latéral et le deuxième est un évacuateur en puits avec un ouvrage de secours. Pour ensuite passer à une étude de génie civil qui comprendra un calcul de stabilité et de ferraillements des murs bajoyers et radiers.

Aussi, on traitera les ouvrages annexes (dérivation provisoires, vidange de fond et la prise d'eau).

Le reste du travail sera organisé sur trois chapitres, le premier concernera l'organisation de chantier et le deuxième qui traitera l'impact sur l'environnement.

Et on termine par le chapitre de protection et sécurité de travail afin de garantir les bonnes conditions de travail.

CHAPITRE
ETUDE
TOPOGRAPHIQUE

Chapitre.I Etude Topographique

Introduction

L'objectif principal de ce chapitre est l'étude préliminaire du projet de réalisation d'un barrage sur L'oued de Bounamoussa effectuée par le bureau d'étude ENHYD- STUCKY , afin d'établir les documents nécessaires pour l'étude du projet (cartes, plans et profils) et à la bonne connaissance des conditions topographiques, géotechniques et hydrologiques du site pour qu'il soit faisable et l'endroit le plus adéquat pour l'implantation de son axe. Dont le but est de fournir un volume d'eau réservé au système d'irrigation du périmètre de l'EITarf.

I.1.La représentation de la wilaya d'El Tarf

La wilaya d'El Tarf est localisée au nord-est algérien et s'étend sur une superficie de près de 3 339 km². Elle est limitée:

- au Nord, par la mer Méditerranée .
- à l'Est, par la Tunisie .
- au Sud, par la wilaya de Souk Ahras .
- au Sud-Est, par la wilaya de Guelma .



- à l'Ouest par la wilaya d'Annaba.

Source: Google Map

Figure I.1 : La région d'étude du barrage de Bounamoussa

I.2.Situation géographique

Le barrage se situe dans la vallée de l'Oued de Bounamoussa. Le barrage est positionné entre les longitudes 6°20' et 6°30' et les latitudes 40°62' et 40°82'.

Il est limité par :

- Le massif dunaire de Boutheldja formant obstacle naturel avec la mer Méditerranée au Nord.
- Le bassin de la Medjerdah au Sud.
- Le bassin de Seybouse à l'Ouest.
- Le barrage déversoir de Chaffia à l'Est.

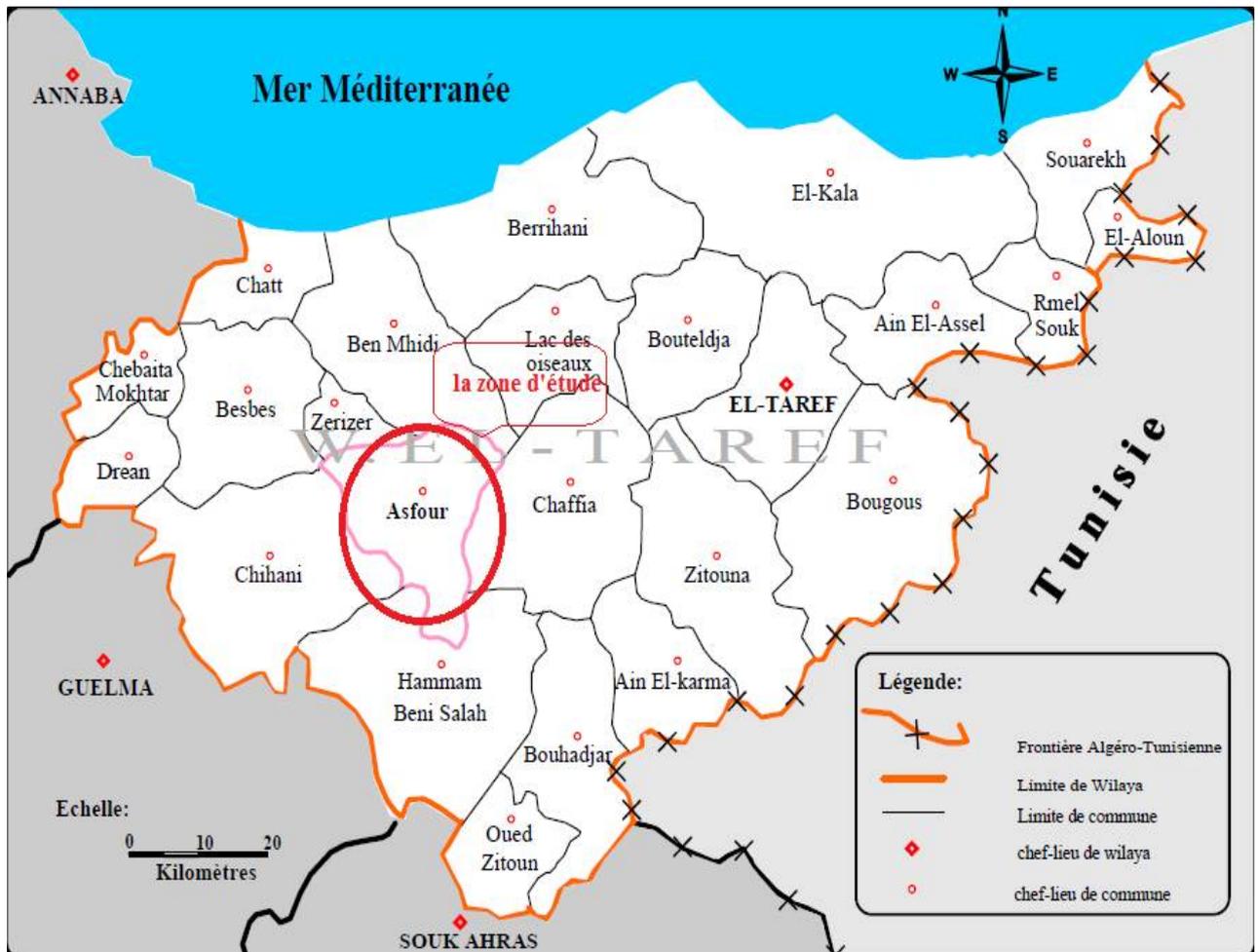


Figure I.2 : carte de la situation géographique

Les coordonnées de l'axe du barrage sont :

Tableau I.1. Coordonnées de l'axe de barrage (Lambert et UTM)

Coordonnées	Système Lambert	Système UTM
X(m)	409 056.61	972 220.16
Y(m)	4054818.22	383564.62
Z(m)	36.00	36.00

I.3. Choix de l'axe du barrage

L'axe du barrage est situé sur le dernier étranglement de la vallée de l'oued Bounamoussa en amont d'une sinuosité raide de l'oued de direction Nord-Ouest et d'un élargissement aval dans la zone du village Asfor.

L'étranglement de la vallée a été conditionné par l'abaissement du récif gréseux (Ket Sidi Merabet) jusqu'à l'oued même sur la rive gauche. A cet endroit, l'oued est encaissé, présentant un profil léger asymétrique. Le pendage suivant l'axe se relève à 20° sur le flanc gauche et à 13° sur le flanc droit. Le récif s'infléchit vers l'Ouest ou vers le Sud-ouest ce qui peut être topographiquement considéré comme un désavantage, vu qu'en arrière du flanc gauche à l'aval, il y a formation d'une large dépression qui monte légèrement. Sur le même récif a été formé à la cote 100 un col aplani à la hauteur de la future crête du barrage.

Sur la rive gauche, la topographie est plus avantageuse. Le versant occupe la même position à l'amont et à l'aval sur encore 400 m jusqu'à un profond ravin ou l'affluent droit de l'oued de Bounamoussa. A l'amont, la vallée occupe un profil presque symétrique quelques peu plus large à pendage faible se relevant à 10-15°. Le long de l'axe, sur la crête du barrage, la vallée est large près de 600 m. L'axe est approximativement orienté vers le NW-SE.

La détermination de la courbe surface-volume de la retenue a été obtenue par planimétrie des courbes de niveau à partir de carte topographique 1/25 000 équidistantes de 10 m qui a servi également à dresser le plan d'ensemble du barrage et des ouvrages annexes.

Chapitre.I Etude Topographique

Les cartes topographiques à l'échelle de 1/5000 ont permis d'actualiser la courbe surface-volume de la retenue afin de vérifier les cotes caractéristiques adoptées de la retenue, du barrage et des ouvrages annexes.

Conclusion

D'après ces informations sur le site du barrage, nous constatons d'une façon générale que le site de la retenue sur oued Bounamoussade la wilaya d'El Tarf est faisable du point de vue topographique dont aucun risque particulier n'est à craindre et que ces conditions font appel à la réalisation d'un barrage en terre.

CHAPITRE II
ETUDE
GEOLOGIQUE
ET
GEOTECHNIQUE

II.1 Etude géologique

Introduction

Les études géologiques et géotechniques établis sur le site de la digue nous permettent de recommander les types des ouvrages les mieux adaptés à implanter en fonction de la nature du sol et de ces caractéristiques, ainsi la disposition en qualités et en quantités des matériaux de construction au voisinage du site.

La recherche, la collecte puis l'exploitation de la documentation qui existe sur la zone étudiée telle que cartes géologiques, topographiques les photos aériennes et divers documents permettent de déterminer exactement la formation géologique et géomorphologique de site de barrage Bounamoussa.

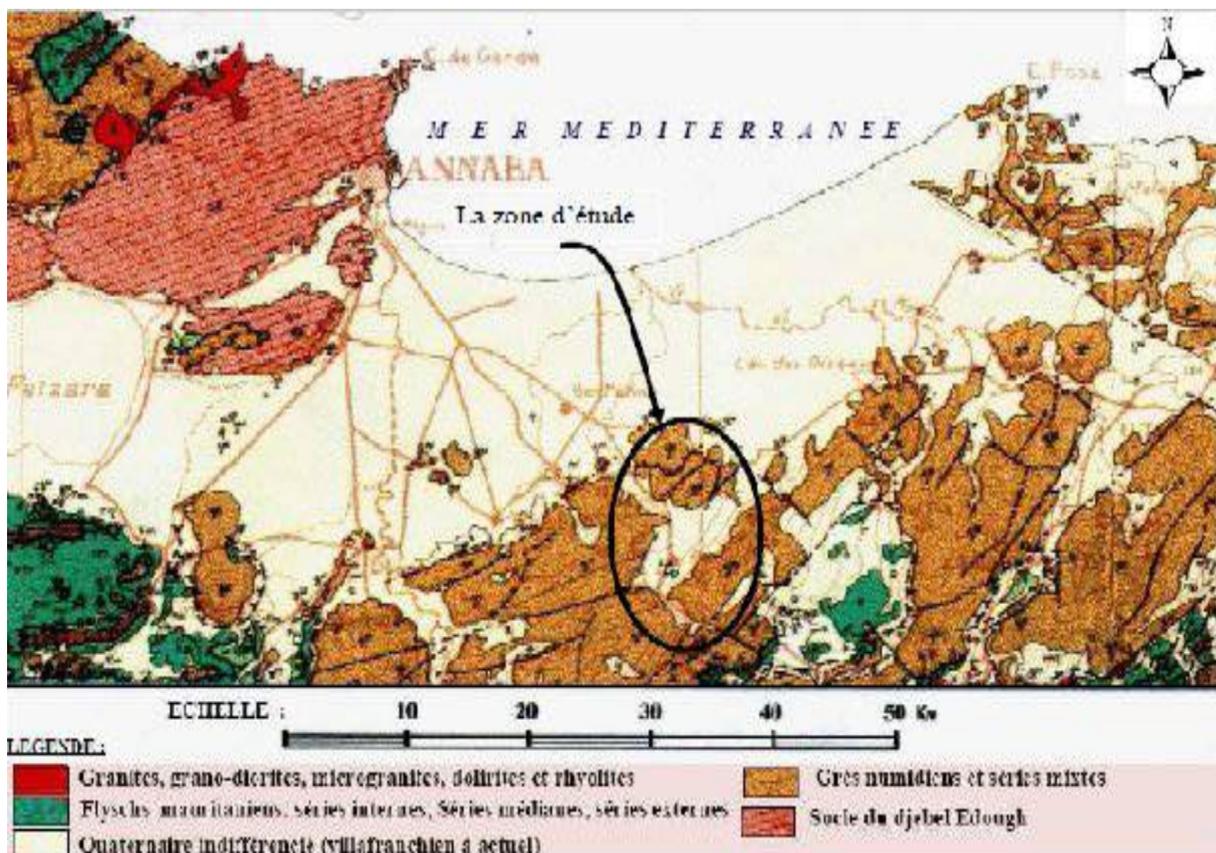


Figure II.01 : Carte géologique et structurale (Extrait de la carte géologique et structurale de la chaîne alpine d'Algérie orientale et des confins Algéro-Tunisiens)

Chapitre. II Etude Géologique et Géotechnique

II.1.1 Géologie régionale

L'oued EL Kebir sur lequel se situe le barrage de Cheffia et l'oued EL Gueria donne naissance à l'oued de Bounamoussa qui forme un long bassin de drainage orienté vers le (Nord Est- Sud Ouest et Nord Ouest- Sud Est)

Le site du barrage est situé à 36 km au Sud-Est de la ville d'Annaba et à 46 km au Sud-Ouest d'El Tarf. L'axe de barrage se localise à 14 km de la route de Cheffia.

L'analyse des cartes géologiques à l'échelle 1/50 000 de la région d'Annaba jusqu'à la frontière entre l'Algérie et la Tunisie, les prospections sur le terrain (in situ) et l'étude des photos aériennes ont permis d'observer les caractéristiques structurales principales de la région.

La région montagneuse depuis Annaba jusqu'à la Tunisie où se trouve l'oued Bounamoussa est constituée en général de grès et d'argilites, les vallées étant recouvertes par les dépôts du Quaternaire Continental.

La roche-mère appartient au terme médian de la nappe numidienne à dominante gréseuse, les sédiments oligocènes représentent en effet un complexe de grès caractérisé par des alternances d'une série de grès, d'argilites et de marnes sableuses. Les grès numidiens du sommet sont jaunes, peu consolidés, se caractérisent par une présence de conglomérats à éléments argileux et dragée de quartz. Dans les parties plus profondes à la base, les grès sont blancs et renferment plus de quartz. A certains niveaux, ils sont séparés par des rythmes fins d'argilites glauconieuses du Numidien.

Les dépôts quaternaires sont représentés par des dépôts alluvionnaires et colluvionnaires. Les dépôts alluvionnaires dans le lit de l'oued et les terrasses fluviales en bordure de la plaine sont en général de composition sabla-limeuse renfermant des graviers faiblement argileux et sableux. Vu que la masse de la roche du Numidien est très érodable, les dépôts colluvionnaires sont représentés tant par la surface que par l'épaisseur. Les colluvions au pied des flancs sont hétérogènes, argilo-sableux avec des amas de blocs de grès éboulés.

II.1.2 Tectonique

Une analyse préliminaire des documents géologiques et sismologiques et des cartes topographiques montre à l'échelle de 1/50 000 deux grandes unités sont en contact avec les chaînes Telliennes et l'Atlas Saharien. Le Numidien est charrié sur la nappe tellienne. Leur déplacement s'est fait du nord vers le sud dans le Miocène inférieur. Le plus souvent le Numidien est en position normale et il est seulement renversé localement. La séquence de couches intercalées de grès et d'argilites est légèrement plissée sous les effets de l'orogénèse alpine. La terminaison isoclinale de la série et la disposition de grandes failles

Chapitre. II Etude Géologique et Géotechnique

observées sur les photos aériennes dans le cadre de la région étudiée montrent que les structures s'orientent suivant deux directions privilégiées : l'une E-W et l'autre NE- SW ce qui est probablement le résultat de deux phases tectoniques distinctes. La première correspond à la tectonique tangentielle responsable de la mise en place des unités, alors que la seconde plus tardive correspond à une période de plissements plus intense.

A ces contraintes, il a été attribué l'infléchissement de la chaîne numidienne vers le Nord-Est.

II.1.3 Géomorphologie

Le site du barrage se situe dans une région montagneuse d'une altitude comprise entre 400 et 500 mNGA. La morphologie de la vallée de Bounamoussa est imposée par des éléments structuraux et par la nature des roches sédimentaires qui constituent les terrains. Les parties gréseuses qui sont plus résistantes définissent la topographie qui est localement représentée par des dorsales et escarpements.

Dans les terrains faits d'argilites qui sont plus susceptibles d'altération les formes géomorphologiques sont ondulées. La morphologie de ces terrains est d'autant plus complexe à cause de l'érosion de l'oued Bounamoussa. En amont du site du barrage, la vallée est très étroite. A l'aval elle s'élargit d'abord progressivement pour continuer à s'élargir brusquement. Près du village Asfour elle est large près de 2 km. L'altitude du fond de la vallée passe sur une longueur de 10 km de la cote 120 près du barrage de Cheffia à la cote 26 au niveau de l'axe du barrage de Bounamoussa. A l'aval, sur une longueur près de 30 km, l'oued Bounamoussa traverse une plaine, en décrivant de vastes méandres plus sur la bordure gauche, L'oued Bounamoussa dans la zone de marais de M'Kada se jette dans l'oued El Kebir. La répartition des eaux du bassin versant de l'oued de Bounamoussa se fait en général à des cotes plus élevées par rapport au niveau de la future retenue.

II.1.4 Géologie de la cuvette

la zone du réservoir de Bounamoussa a fait l'objet des études par des photos aériennes et par des prospections sur le terrain ayant pour but la définition de la composition lithologique et des caractéristiques structurales de ce site ainsi que des points possibles d'instabilité et de fuites d'eau vers d'autres bassins versants.

II.1.4.1 Constitution géologique

La vallée de Bounamoussa dans la zone de la cuvette est creusée dans le massif rocheux, caractérisé par des alternances d'argilites et de grès appartenant à une vaste série Numidienne. Sur la carte géologique sont mises en évidence les zones à dominante argileuse et gréseuse. Ce massif rocheux est recouvert par une couche de colluvions sur les versants et par des

Chapitre. II Etude Géologique et Géotechnique

dépôts alluvionnaires dans la vallée.

II.1.4.2 Caractéristiques hydrogéologiques et perméabilité des terrains

Le site est caractérisé par une végétation peu épaisse et une grande fracturation des roches ne permettent pas la formation des cours d'eau permanents, une fracturation importante superficielle et la présence de plus grandes fracturations dans les parties plus profondes de la masse rocheuse gréseuse résultent des effets endogènes et exogènes. Ces étendues permettent la circulation et un emmagasinage éventuel des eaux souterraines.

Dans l'ensemble, le complexe où il y a alternance de grès et d'argilites est en partie imperméable et ne met pas en cause l'étanchéité de la retenue malgré une porosité accentuée et une présence de fracturations qui sont en majeure partie en profondeur remplies de produits de désintégration.

En général il a été constaté une bonne étanchéité de l'ensemble de la cuvette. Notant que le seul endroit possible de fuite d'eau est le versant gauche du site du barrage ce qui se limite alors au problème d'étanchéité du seul site du barrage à des cotes plus élevées où se situent des grès décompressés, altérés et fissurés.

II.1.4.3 Processus d'érosion et stabilité des versants

Les différences d'érosion dans la zone de la future retenue de Bounamoussa sont conditionnées par la constitution géologique et par le pendage du terrain. A des localisations à dominante gréseuse, les processus d'érosion sont minimums, tandis qu'ils sont accentués sur les terrains formés d'argilites, de marnes et de marnes sableuses.

Les glissements typiques et les versants instables n'ont pas été observés. Et la stabilité des versants dans l'ensemble dans les conditions de la retenue créée sera satisfaisante. Comme on a déjà dit, on a noté l'ébranlement des blocs de grès qui se sont accumulés sur des versants à pente plus douce, à leur pied et dans le lit même de l'oued.

Les dépôts de ces matériaux (colluvions argileuses et blocs éboulés) de grande puissance peuvent donner naissance à des glissements dans le cas des effets du remous de la retenue.

II.1.5 Géologie du site du barrage

II.1.5.1 Lithologie

La lithologie sur le site du barrage ne diffère pas de la lithologie de la cuvette et de la région. Les terrains sont constitués par des argilites et des grès de Numidie. Le massif rocheux sur les versants est en majeure partie recouvert par des dépôts colluvionnaires et dans la vallée et lit de l'oued par des dépôts alluvionnaires.

Le substratum sur le site du barrage, observé en profondeur, est en général constitué dans la partie haute par une passe à dominante gréseuse et en profondeur par une série avec alternance d'argilites, de grès, de marnes et de marne-calcaires.

Les grès apparaissent en surface en affleurements sur l'ensemble du flanc gauche jusqu'à la rive de l'oued où il y a leur terminaison. Ils atteignent une profondeur de 70 m.

Sur le flanc droit du barrage, les grès sont érodables et affleurent à des cotes plus élevées que la crête du barrage.

Les grès sont lités et en bancs, jaunes fins à grossiers à ciment silicieux. Le forage de reconnaissance effectué recoupant des grès a mis en évidence les argilites en quelques lits. Sur l'ensemble du site, les grès présentent une intense fracturation avec des traces d'altération de la roche le long des fractures en profondeur en quelques points à la surface, les grès se présentent fortement altérés, se désagrégant facilement à coups du marteau, Cela a été d'ailleurs confirmé par les résultats obtenus des reconnaissances géophysiques.

La série d'argilites apparaisse seulement en surface à quelques plus petits affleurements dans la saignée de la route sur le flanc droit. Elle constitue l'appui droit entier du barrage et des parties plus profondes sous la formation de grès. Cette série d'argilites constitue aussi les parties plus basses du versant sur la rive gauche le long de l'axe du coursier.

Les dépôts alluvionnaires appartenant au lit de l'oued et à la basse terrasse de l'oued Bounamoussa sont formés d'argiles et de limons, de sables argileux et d'argiles sableuses.

La passe gravelo-sableuse dans les parties plus profondes fait en général le passage vers le substratum. L'épaisseur des terrasses va de 3 à 5m, alors que celle des alluvions du lit de l'oued est près de 2m, dans la zone du barrage elle atteint 6m.

Les dépôts colluvionnaires recouvrent les versants et sont très étendus dans la zone du site du barrage. Ils se sont formés par l'altération de la roche mère et sont faits de fragments de grès et d'argilites à l'échelle centimétrique dans la matrice sablo argileuse. L'épaisseur est comprise entre 2 et 3 m sur les parties plus hautes des versants et près de 5 même 8 m sur les parties plus basses à la limite du contact avec le lit de l'oued.

II.1.5.2 Perméabilité des terrains

Du point de vue de la hydrogéologie, le site du barrage est insuffisamment défini suivant la géométrie, la perméabilité et les conditions hydrogéologiques du pendage des eaux souterraines. Les rapports sur les essais de perméabilité dans les sondages font apparaître que les conditions hydrogéologiques peuvent être complexes, possibles et problématiques en

Chapitre. II Etude Géologique et Géotechnique

matière d'étanchéité du site du barrage. Les essais de perméabilité ont été correctement effectués par passes de 5 m selon la méthode LEFRANC dans les dépôts quaternaires et d'après la méthode LUGEON dans les roches dures.

Les dépôts alluvionnaires présentent une perméabilité $K = 1,1-1,4 \times 10^{-6}$ m/s avec une partie superficielle plus perméable avec une valeur $K = 3,7 \times 10^{-6}$ m/s.

La masse rocheuse de base - grès de Numidie peut avoir une perméabilité plus élevée que les dépôts alluvionnaires. Sur le versant gauche au-delà d'une profondeur de 45 m, la masse rocheuse est moins perméable par rapport à la zone superficielle. la situation sur le versant droit constitué par une formation composé d'alternances d'argilites et de grès est plus complexe. Dans les sondage à une profondeur de 70m, dans la zone des interstratifications fréquentes de grès le milieu est plus perméable que dans les parties moins profondes ou il y a alternance fréquente de grès et d'argiles.

II-1.6 Séismicité :

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 :

- 1)- Zone I : sismicité négligeable ;
- 2)- Zone II b : sismicité faible ;
- 3)- Zone II a : sismicité moyenne ;
- 4)- Zone III : sismicité élevée.

D'après la figure suivante le barrage appartient à la zone sismique II:

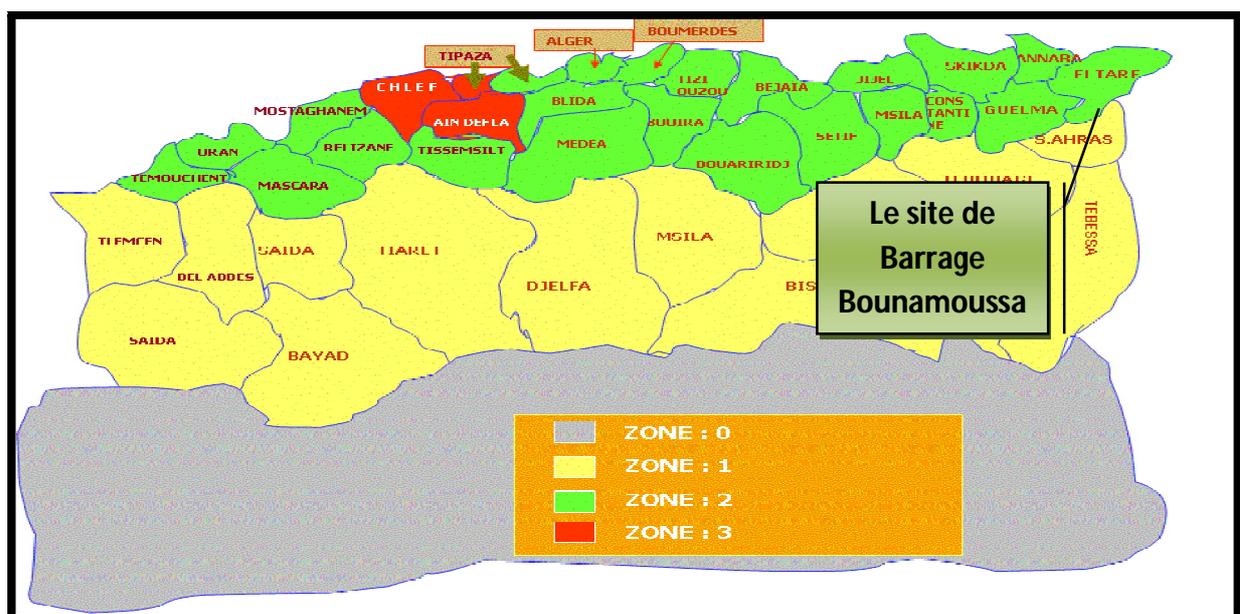


Figure II.02: Carte De Micro Zonage Sismique Du Territoire National-RPA 99 (Version

2003)

II.2 Etude géotechnique

Introduction

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

L'ensemble des reconnaissances a été effectué :

- sur le site du barrage et des ouvrages annexes.
- à l'emplacement des zones d'emprunt des argiles à l'aval du site du barrage.

Les travaux de reconnaissance et les essais de laboratoire sur les prélèvements dans les sondages et puits ont été exécutés par

l'Entreprise d'ingénierie et de réalisations sidérurgiques SERSID (Oran, Algérie) en vue de déterminer les caractéristiques de site et des zones d'emprunt.

Les essais sont conformes aux normes **ASTM**.

II.2.1 Zones d'emprunts

Les zones d'emprunts possibles des matériaux naturels pour filtre (sable, gravier) n'ont pas été reconnues à proximité immédiate du barrage. Ces matériaux pourront être fournis par une des installations de séparation se trouvant plus loin du barrage. Le choix définitif des matériaux pour filtres de qualité adéquate sera fait dans la phase d'études.

Les enrochements des qualités satisfaisantes nécessaires pour l'exécution de la recharge du barrage se trouvent en quantité suffisante aux environs immédiats du barrage (sur le flanc gauche).

II.2.2 Travaux de reconnaissance effectués

II.2.2.1 Sur le site de barrage et les ouvrages annexes :

- **Sur le terrain** : l'ensemble des travaux de reconnaissances sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau. II.01 : les travaux de reconnaissances sur le terrain sur le site de barrage et les ouvrages annexes.

Opérations	Profondeur (m)	Nombre
Sondage de reconnaissance carotté	au total 317.5 m de forage	7 sondages
Puits de reconnaissance	4 m	7 puits
le Prélèvement d'échantillons pour essais de laboratoire <ul style="list-style-type: none"> • petits échantillons intacts • gros échantillons remaniés • gros échantillons remaniés 	--	Au total 20 échantillons : <ul style="list-style-type: none"> • 8 échantillons • 6 échantillons • 6 échantillons

Les Résultats : Les reconnaissances effectuées montrent que le terrain de fondation du pied du barrage est formé de couches et matériaux suivants :

➤ **Sur le flanc gauche :**

Le long du futur axe du barrage jusqu'au lit de l'oued, le sol d'assise est constitué de roche-grès altérés et fracturés en surface et compacts en profondeur.

Dans la partie prévue pour les fondations du pied amont du barrage sous la couche de terre végétale d'environ 0,3 m d'épaisseur apparaît la couche de sable argileux et limoneux (SC) et d'argiles limoneuses (CL). L'épaisseur de cette couche est comprise entre 4 et 5 m. Au-dessous de cette couche on note la roche mère - grès.

À l'aval de l'axe du barrage sur la surface on observe des fragments argileux de grès altérés des dimensions d'éboulis et de blocs au-dessous desquels apparaît une couche de sable argilo-limoneux.

L'épaisseur de ce complexe jusqu'à la roche mère (grès) varie de 5 à 7 m.

➤ **Dans le lit de l'oued:**

Chapitre. II Etude Géologique et Géotechnique

La couche superficielle est formé de sédiments limono-sableux-graveleux voire la couche alluvionnaire aux cotes plus élevées et une terrasse fluviale plus basses et au mur de la couche alluvionnaire e=15m.

➤ **Surleflandroit:**

La couche de terre végétale en surface de 0,4 à 1 m d'épaisseur, la Couche d'argile sabla-graveleuse (colluvion) de faible plasticité (CL) apparaît au-dessous de la couche de terre végétale de 10m d'épaisseur à proximité du lit de l'oued et environ 5m aux cotes plus élevées de la pente du flanc droite.

La Roche mère (argilites, marnes, grès) altérée et fracturée à une profondeur plus faible et plus compacte en profondeur renfermant des lits d'argiles compactes.

- **Les essaisaulaboratoire:**

Les essais effectués sont représentés comme suit :

Tableau. II.02 : les essais au laboratoire sur le site de barrage et les ouvrages annexes:

Essais	nombre
L'analyse granulométrique	8 analyses
Limites d' Atterberg	11 essais
Poids spécifique	11 essais
Densité humide	13 essais
Teneur en eau	11 essais
Teneur en matière organique	4 essais
Teneur en carbonate	4 essais
Teneur en sulfate	4 essais
Essai Proctor-	8 essais
Essai de compression simple	1 essai

Essai de cisaillement direct	14 essais
Essai de compression triaxiale	8 essais
Essais de compressibilité à l'oedomètre	5 essais

Source : étude de faisabilité

Les Résultats :

Tous les échantillons prélevés dans les puits de reconnaissances et soumis aux essais aux laboratoires ont été prélevés dans la couche sableux- argileuses sur le flanc gauche et droite sous la couche végétale. Les essais effectués présentent les caractéristiques suivantes des matériaux prélevés :

Tableau II.03 : Les résultats des essais au laboratoire sur le site du barrage et des ouvrages annexes :

La composition granulométrique	fraction fine ($d < 0.74$.mm)	41 - 72.4 %
	fraction sableuse ($0.074 < d < 4.76$ mm)	25.2 – 59 %
	fraction graveleuse $d > 4.76$ mm)	0 - 17.5 %
Indices de plasticité	limite de liquidité (W_L)	22.5 - 59.5%
	indice de consistance (I_e)	11.0- 27.4%
	indice de plasticité (I_p)	10.7 - 32.3 %
	limite de plasticité (W_p)	0.93 - 1.94 %
Densité humide	γ_h	19.67 KN/m ³ .
Teneur en eau	W	10.43 %
Densité sèche	γ_d	17.50 KN/m ³

Poids spécifique	Gs	2.65
L'essai Proctor	La teneur en eau optimal W_{opt}	0.48 %
	La densité sèche $\gamma_{d_{max}}$	19.76 KN/m ³
L'essai De cisaillement direct	essai non consolidé, non drainé (UU) :-la cohésion C_u - l'angle de frottement ϕ	<ul style="list-style-type: none"> ▪ 20 - 43 KN/m² ▪ 21 - 32°
	essai consolidé non drainé (CU) -la cohésion C_{cu} -l'angle de frottement ϕ	<ul style="list-style-type: none"> ▪ 20 -130 KN/m² ▪ 12.5 - 44.3°
	essai consolidé drainé CD - La cohésion C' - L'angle de frottement ϕ	<ul style="list-style-type: none"> ▪ 22 - 165 KN/m² ▪ 16 – 27°
Essai de compressibilité à l'oédomètre	Indice de décompression C_c	0.043 – 0.133.
	Indice de pression de préconsolidation P_c'	155 – 230 KN/m ² .
	Le degré de préconsolidation	OCR =3.1-10
Essai de perméabilité à l'oédomètre	coefficient de perméabilité k	<ul style="list-style-type: none"> ▪ (0.22 – 3.85) x 10⁻⁵ cm/s.
	coefficient de consolidation C_v	<ul style="list-style-type: none"> ▪ (0.94 – 7.92) x 10⁻³ cm²/s

Source : étude de faisabilité

II.2.2.3 Discussion des résultats :

Après analyses de toutes les données géotechniques de terrain et de laboratoire effectuées sur les différents faciès évoqués ci-dessus, que ce soit au droit du site du barrage (assise de fondation de la digue et ses ouvrages annexes) ou au niveau de la cuvette et ses proximités (zones d'emprunt pour la construction du barrage collinaire) on peut faire les conclusions et les recommandations suivantes:

⇒ Les travaux de reconnaissance pour les besoins des études d'avant-projet sommaire de Bounamoussa ont été réalisés sur les micro emplacements du site du barrage et des zones d'emprunt des argiles. Ils ont été effectués sur le site du barrage par les sondages de reconnaissance (7 sondages de reconnaissance) et par les puits de reconnaissance (7 puits de reconnaissance). Ces travaux ont fait également l'objet des levés géologiques. Les échantillons pour les essais de laboratoire ont été aussi

prélevés.

- ⇒ Les travaux de reconnaissance exécutés sur le futur site du barrage ont mis en évidence que la roche mère est recouverte par une couche d'argiles sablo-graveleuse ou de sable argileux jusqu'à 15m d'épaisseur dans le lit de l'oued et jusqu'à 5m aux cotes plus élevées de la pente du flanc droit.
- ⇒ Sur le flanc gauche, la roche (grès) s'étend sur la surface le long de l'axe du site du barrage jusqu'à l'aval de l'oued. A l'amont et à l'aval de l'axe elle est recouverte par une couche de sable argileux et d'argile peu plastique d'une épaisseur de 5 à 7m.
- ⇒ Les essais de laboratoire ont été effectués sur les échantillons prélevés dans la couche qui repose sur la roche mère. Les matériaux appartiennent aux classes CL et SC. Ayant en vue leur déformabilité, ils seront enlevés, les fondations du pied du barrage étant exécutées dans la roche saine. Le matériau se prêle apte à la mise en place dans les zones du barrage ne nécessitant pas de hautes valeurs de paramètres de résistance au cisaillement. Pour cela ils seront mis en œuvre dans les zones à l'amont et à l'aval immédiat du noyau d'argile du barrage.
- ⇒ À l'emplacement des zones d'emprunt ont été au total exécutés 10 puits de reconnaissance en vue de déterminer les caractéristiques et les quantités de matériaux disponibles pour l'exécution du noyau d'argile du barrage en remblai.
Les matériaux provenant des zones d'emprunt appartiennent aux classes CL et SC, présentant des paramètres favorables à l'exécution du noyau étanche du barrage (coefficient de filtration étant de $k < 10^{-5}$ cm/s), Pendant la mise en place de ces matériaux, il y a lieu d'effectuer l'arrosage à 2 à 3 %, leur teneur en eau étant pratiquement égale à la teneur en eau optimale obtenue par les essais Proctor.
- ⇒ L'épaisseur moyenne de la couche de ces matériaux dans les zones d'emprunt et atteint 2 m. Donc à cette épaisseur correspond un volume de $220\,000^3$ de matériaux disponibles ce qui ne constitue pas une réserve de matériaux suffisante pour l'exécution du noyau d'argile. A cet effet, il y aura absolument intérêt, pour la phase future d'études, à mettre en évidence de nouvelles zones d'emprunt des argiles et à programmer les reconnaissances supplémentaires.
- ⇒ Les zones d'emprunt possibles des matériaux naturels pour filtres (sable, gravier) n'ont pas été reconnues à proximité immédiate du barrage. Ces matériaux pourront être fournis par une des installations de séparation se trouvant plus loin du barrage.

Chapitre. II Etude Géologique et Géotechnique

⇒ Les enrochements se prêtant aptes à l'exécution de la recharge du barrage trouvent pratiquement en quantité inépuisable à proximité immédiate du barrage (massif de grès sur le flanc gauche au -dessus de l'évacuateur de crues).

II.2.3.Description des ouvrages

II.2.3.1 Le barrage

Choix du microsite du barrage

Le microsite a été déterminé sur la base de la conception de l'alimentation en eau du système d'irrigation entier d'EI Tarf, des reconnaissances de terrain, des cartes topographiques au 1/25 000 et de la prise en considération de la totalité des conditions géomorphologiques sur la région étendue considérée d'EI Tarf. Donc un site susceptible de création d'une retenue d'un volume nécessaire a été trouvé sur l'oued Bounamoussa à l'aval de la retenue existante de Chaffia.

Le micro site Le micro - site du barrage, à savoir la position plus précise de son axe a été choisi dans la présente étude et il résulte des plusieurs critères:

- ✓ choix d'un axe du barrage qui permettra l'obtention d'un volume minimum du barrage et du batardeau.
- ✓ question de batardeau, en tant qu'ouvrage provisoire, pour la dérivation de l'oued résoudre de manière à faire le corps de l'ouvrage principal dans le but de minimiser les coûts de la solution du barrage (un seul ouvrage joue le double rôle) et de réduire au maximum la longueur de la galerie de dérivation;
- ✓ choix de la morphologie de la vallée de l'oued qui permettra que l'axe du barrage soit immédiatement à l'amont de la courbure afin que les ouvrages annexes (galeries de l'évacuateur, coursiers ...) soient aussi courts que possible et par là moins onéreux.
- ✓ Il est bien entendu tenu compte des conditions géotechniques des fondations du barrage et des ouvrages annexes qui n'auraient pas été changées sensiblement, du fait qu'une discontinuité en forme de faille n'apparaît pas, qu'il n'y a pas de changement du milieu géologique et autre entre l'axe du barrage antérieur et l'axe proposé dans la présente étude. L'exactitude de cette décision a été justifiée par les travaux de reconnaissance géologiques et géophysiques.

Chapitre. II Etude Géologique et Géotechnique

Le type de barrage

Pour des raisons technico-économiques, la solution du barrage en remblai zoné à noyau central d'argile est adoptée comme étant la solution optimale, qui doit assurer un volume d'eau de $71.4 \times 10^6 \text{ m}^3$.

II.2.3.2 Les ouvrages annexes

Galerie de dérivation et batardeaux

La galerie de dérivation sur la rive droite joue un rôle multiple. Pendant la phase de construction, elle fonctionnera en galerie de dérivation, alors que dans la phase d'exploitation elle servira de vidange de fond et de prise pour l'irrigation.

Evacuateur de crues

L'évacuateur de crue se situe à la rive gauche du barrage et se compose d'un déversoir latéral et d'un coursier, il sert à la fois d'évacuation de la crue décennale et de dissipation de leur énergie développée.

Prise d'eau et vidange de fond

Les deux ouvrages seront exécutés en un ouvrage commun du barrage. L'ouvrage d'entrée de la vidange de fond ou de la prise d'eau sera établi au-dessus de l'ouvrage d'entrée de la galerie de dérivation.

Conclusion :

On peut conclure sous réserve de l'observation stricte des recommandations du présent rapport géologique et géotechnique, les conditions sont favorables pour la réalisation d'un barrage en terre zonée sur le site de l'Oued **Bounamoussa** dans la wilaya d'EL Tarf et l'évacuateur de crue en béton qui sera implanté sur la rive gauche de l'oued.

CHAPITRE III
ETUDE
HYDRLOGIQUE

Introduction

Le dimensionnement, la sécurité et la bonne exploitation des ouvrages hydrauliques sont liés à une évaluation correcte de l'importance de la crue, dans ce cadre nous procédons à une étude hydrologique du bassin versant de l'oued de BOUNAMOUSA willaya d'EL-TARF pour déterminer certains paramètres de base pour la réalisation du barrage, à citer le volume mort, le volume utile, le volume régularisé, la crue du projet et le débit laminé.

III.1. Caractéristiques du bassin versant [1]

III.1.1. Définition

Un bassin versant ou bassin hydrologique est un espace géographique dont les apports hydriques naturels sont alimentés exclusivement par les précipitations, et dont les excès en canaux ou en matières solides transportés par l'eau forment, en un point unique dans l'espace, une embouchure ou un exutoire.

Généralement, un bassin versant est déterminé par sa morphologie, et essentiellement par les lignes de crêtes topographiques et de partage des eaux.

Au sein d'un même bassin versant, existent des bassins versants partiels ou cellules unitaires (ce sont des petits bassins versants dans la grande unité).

III.1.2. Caractéristiques géométriques

III.1.2.1. Surface

C'est le paramètre le plus important qui permet de contrôler l'intensité de plusieurs phénomènes hydrologiques (apport, volume de précipitation ou infiltration...). Elle est déterminée par planimétrie de six cartes d'état-major de la willaya d'EL TARF à l'échelle 1/5000, la surface obtenue est de : **S=836 Km²**

III.1.2.2. Périmètre

On a délimité le bassin et le périmètre obtenu est de : **P=132 Km**

III.1.2.3. Longueur de talweg principal

C'est le cours d'eau le plus long dans le bassin versant tel que : **L=17.61 Km**

III.1.3. Paramètres de forme :

III.1.3.1. Indice de Forme (ou de Compacité) de Gravelius

La forme du bassin versant est la configuration géométrique projetée sur un plan horizontal, pour indiquer la forme du bassin ou déterminer l'indice de forme ou de compacité dit aussi coefficient de GRAVELIUS

L'indice de compacité de GRAVELIUS (1914) K_c défini comme le rapport du périmètre du bassin au périmètre du cercle ayant la même surface et il est donné par la relation suivante :

$$K_c = \frac{\text{périmètre du bassin versant}}{\text{périmètre du cercle de surface équivalente}}; \text{(III.1)}$$

$$K_c = \frac{P}{p'} = \frac{P}{2\pi R}; \text{ Avec } s = \pi R^2 \text{ et } R = \sqrt{S/\pi}$$

$$\text{Donc } k_c = \frac{P}{2\pi \sqrt{S/\pi}} = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}}$$

P : le périmètre du bassin versant en Km.

S : la surface du bassin versant en Km².

AN: $K_c = 1.28$

Tableau III-01 : Classification de bassin en fonction de K_c

$K_c < 1,25$	Bassin compact	Réponse rapide
$1,25 < K_c < 1,5$	Bassin de forme moyenne	Réponse moyenne
$K_c > 1,5$	Bassin plutôt allongé	Réponse plus lente

On ad'après ce tableau : $1.25 < K_c < 1.5$ donc le bassin versant est de **forme moyenne**.

b. Indice d'allongement

Ce coefficient est obtenu par la relation suivante :

$$C_a = \frac{L^2}{S}; \text{ (III.2)}$$

L : longueur du talweg principale (Km)

S : la surface du bassin versant (Km²)

AN: $C_a=0.37$

c. Rectangle équivalent

La notion de rectangle équivalent a été introduite dans l'étude géomorphologique des bassins et elle permet la comparaison des bassins entre eux de point de vue de l'écoulement, en possédant la même superficie et le même périmètre que le bassin considéré.

Le périmètre et la superficie du rectangle sont respectivement ;

$$P = 2*(L + l) \quad \text{et} \quad S = L * l$$

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

$$k_c = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}}; \text{(II.5)}$$

De (1) et (2) on obtient une équation de 2^{ème} degré qui admet deux solutions L_r , l_r :

$$\blacksquare \text{ La longueur : } L_r = \frac{K_c \cdot \sqrt{S}}{1,12} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K_c} \right)^2} \right]; \text{(III.3)}$$

$$\blacksquare \text{ La largeur : } l_r = \frac{K_c \cdot \sqrt{S}}{1,12} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K_c} \right)^2} \right]; \text{(III.4)}$$

Avec :

K_C : indice de compacité de GRAVELIUS.

S : superficie du bassin versant en km².

L_r : longueur du rectangle équivalent en km.

l_r : largeur du rectangle équivalent en km.

AN: $L_r=48.32 \text{ Km}$ et $l_r=17.3 \text{ km}$

Pour le tracé de rectangle équivalent, on doit calculer les largeurs pour chaque surface partielle l_i et en fixant sa longueur.

Dans ce cas, la longueur de chaque S_i sera : $L=17.3 \text{ Km}$ et comme $S_i=L * l_i$

donc $l_i = S_i/L$

Les résultats de calcul sont montrés dans le tableau suivant :

Tableau III.02. résultats de calcul de rectangle équivalent

Ordre	Si(km ²)	Li(km)	li(km)
1	16.98	17.3	0.98
2	27.30	17.3	1.58
3	104.18	17.3	6.02
4	360.03	17.3	20.81
5	271.48	17.3	15.69
6	56.01	17.3	3.28

Donc voilà le rectangle équivalent tracé à partir de l'AUTOCAD

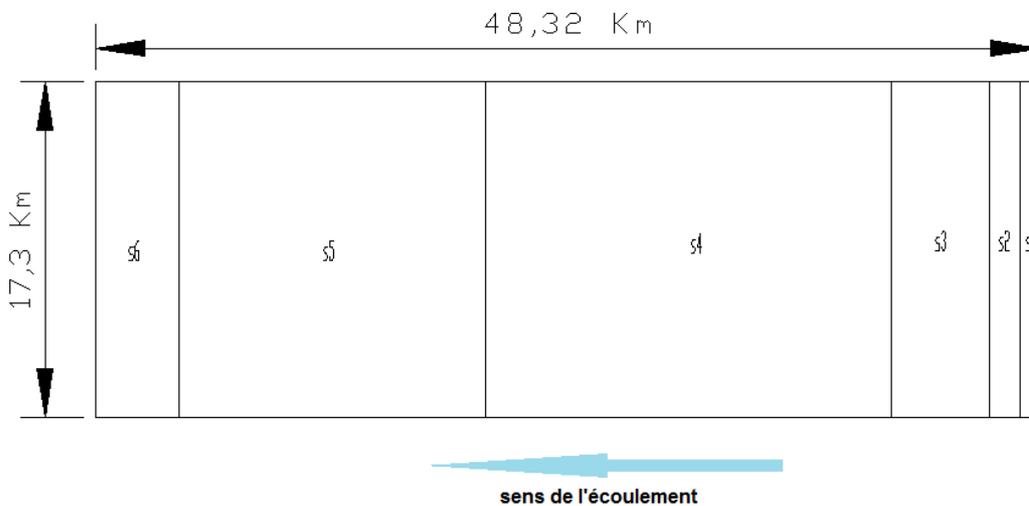


Figure III.02 : rectangle équivalent

III.1.4. Paramètres du relief

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

Il joue un rôle essentiel sur le régime de l'écoulement, Il est indiqué par les courbes de niveau et est caractérisé par la courbe hypsométrique, une pente plus forte provoque un écoulement rapide, donc un temps de concentration plus court et une montée plus rapide des crues.

Donc le but est de détermination de la classe de relief.

III.1.4.1. la courbe hypsométrique

La courbe hypsométrique traduit une vue synthétique sur la pente du bassin, donc du relief. Cette courbe représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude. Elle exprime la superficie du bassin ou le pourcentage de superficie, au-delà d'une certaine altitude.

Tableau III.03: coordonnées de la courbe hypsométrique

Altitude(m)	Surface (km ²)	Altitude H _i (m)	Surfaces partielles(%)	Surfaces cumulées (%)
36-200	56.01	118	6.70	6.70
200-400	271.48	300	32.47	39.17
400-600	360.04	500	43.07	82.24
600-800	104.19	700	12.46	94.70
800-1000	27.30	900	3.26	97.97
1000-1200	16.98	1022,5	2.03	100

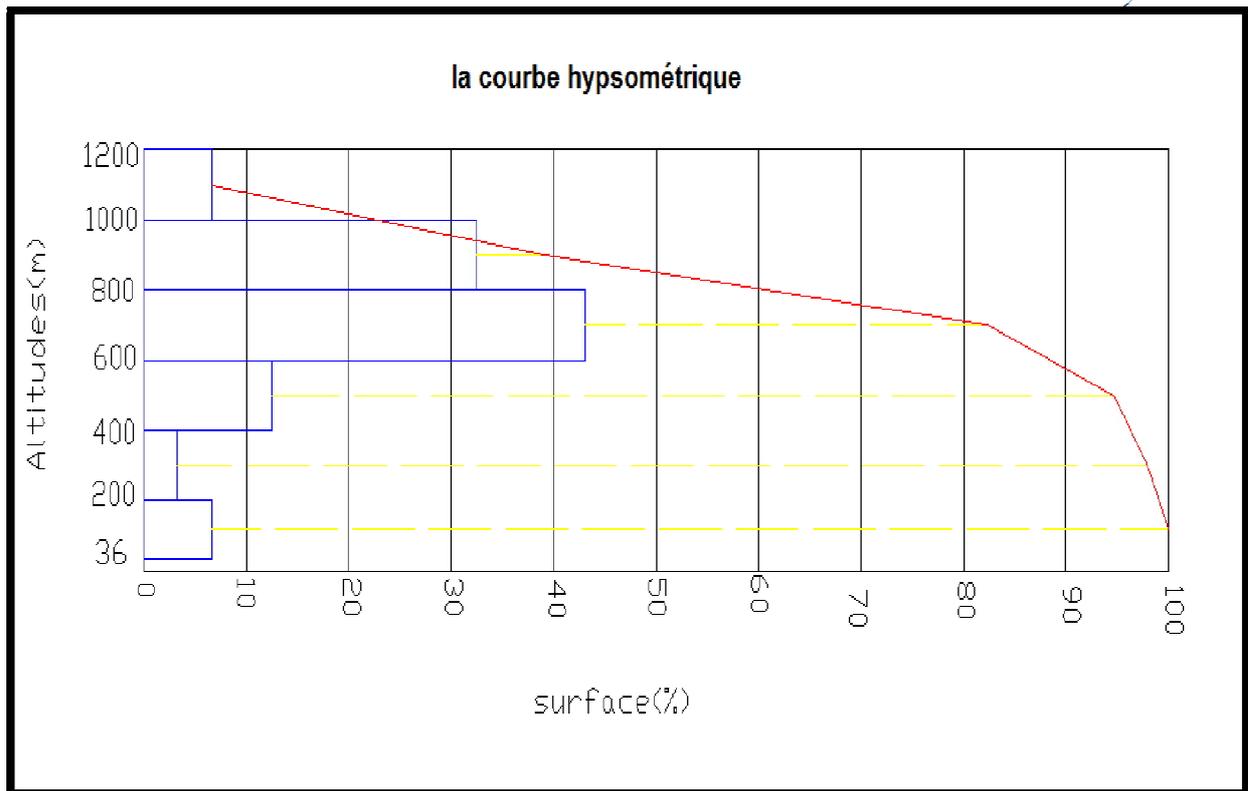


Figure III.03 : courbe hypsométrique

III.1.4.2. Les altitudes du bassin versant

La courbe hypsométrique permet de déterminer les altitudes suivantes :

- **Altitude maximale Hmax :** $H_{max} = 1045m$
- **Altitude minimale Hmin:** $H_{min} = 36 m$
- **Altitude Médiane :** C'est l'ordonnée de la courbe hypsométrique correspondante à la surface 50%.

$$H_{50\%} = 850.8 m$$

- **Altitude Moyenne :** $H_{moy} = \frac{\sum S_i \cdot H_i}{S}$;(III.5)

Avec :

H_i : Altitude moyenne entre deux courbes de niveau consécutives n-1 et n en (m)

S : Superficie du bassin versant (Km^2)

S_i : surface partielle entre deux courbes de niveau (Km^2)

$$AN: H_{moy} = 458.06 m$$

Tableau III.04: calcul de l'altitude moyenne

Altitude (m)	H _i (m)	Si(km ²)	S _i .H _i (Km ² .m)
36-200	118	56.01	6609.18
200-400	300	271.48	81444.00
400-600	500	360.04	180019.10
600-800	700	104.19	72931.64
800-1000	900	27.30	24573.37
1000-1045	1022.5	16.98	17362.05

Tableau III-05: Détermination des altitudes

Altitude	Valeur (m. NGA)
H_{moy}	458.06
H_{50%}	850.8
H_{max}	1045
H_{min}	36
H_{95%}	510
H_{5%}	1128

III.1.4.3. La pente moyenne du bassin versant I_m

Elle est donnée par la formule :

$$I_m = \frac{\Delta H(0.5 \cdot l_1 + l_2 + \dots + 0.5 l_n)}{s}; \quad (\text{III.6})$$

Avec : ΔH : dénivelée (m)

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

S : surface de bassin versant (km²)

Tableau III.06 : les longueurs des altitudes

Altitude(m)	longueur (Km)	Dénivelée (m)
200	113.40	200
400	132.60	
600	157.19	
800	39.18	
1000	9.32	

AN: **Im=93.38 %**

III.1.4.4.les indices de pentes

➤ **Indice de pente globale I_g**

Cet indice est déterminé par la formule suivante

$$I_g = \frac{D}{L} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \quad ;(III.7)$$

L : la longueur du rectangle équivalent (L=49.06 km)

H_{5%} = 1128 m ;

H_{95%} = 510 m.

AN:**I_g= 1.28%**

Tableau III.07: Classification du relief

R1	Relief très faible	I _g <0.002
R2	Relief faible	0.002<I _g <0.005
R3	Relief assez faible	0.005<I _g <0.01
R4	Relief modéré	0.01<I _g <0.02
R5	Relief assez fort	0.02<I _g <0.05
R6	Relief fort	0.05<I _g <0.1
R6	Relief très fort	0.1<I _g

Donc : le type de relief de notre bassin versant est : **relief très fort.**

➤ **L'indice de pente de roche I_p**

Cet indice se calcule à partir du rectangle équivalent. Il est égal à la somme des racines carrées des pentes moyennes de chacun des éléments pondérés par les surfaces comprises entre deux courbes de niveau H_i et H_{i+1} , soit :

Caractérisé la pente global du bassin versant, donné par la formule suivante :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum \sqrt{S_i (H_i - H_{i-1})}; \text{ (III.7)}$$

L : la longueur du rectangle équivalent. ($L=48.32$ km)

S_i : Fraction en % de la surface S comprise entre deux courbes de niveau voisines.

$H_i - H_{i-1}$: Distance entre deux courbes de niveau.

AN: $I_p=41.95\%$

➤ **Indice de pente moyenne I_{pm} :**

L'indice de pente moyenne est le rapport entre la dénivelée ($H_{\max} - H_{\min}$) et la longueur de rectangle équivalent.

Donc
$$I_{pm} = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{\sqrt{S}}; \text{ (III.8)}$$

Avec : L : longueur du rectangle équivalent

$H_{\max} = 1045$ m et $H_{\min} = 36$ m

AN : $I_{pm} = 43.90$ m/km

➤ **Dénivelée spécifique**

Elle sert à comparer les indices de pentes du bassin de superficie différentes, d'après la deuxième classification de l'O.R.S.T.O.M appliquée à tout bassin quelle que soit sa surface. Elle est donnée par la formule suivante :

$$D_s = I_g \cdot \sqrt{S} = 12.8 \cdot \sqrt{836}; \text{ (III.9)}$$

AN: $D_s = 370.09$ m

Tableau III.08 : Classification O.R.S.T.O.M (type de relief)

Classe	Relief	Ds (m)
R1	Très faible	Ds < 10
R2	Faible	10 < Ds < 25
R3	Assez faible	25 < Ds < 50
R4	Modéré	50 < Ds < 100
R5	Assez modéré	100 < Ds < 250
R6	Fort	250 < Ds < 500
R7	Très fort	Ds > 500

On déduit d'après le tableau précédant que notre relief est **fort**.

III.2. Caractéristiques hydrographiques et caractéristiques d'écoulement

III.2.1. Le réseau hydrographique :

Le réseau hydrographique se définit comme l'ensemble des cours d'eau naturels ou artificiels, prendre une multitude de forme, et selon la classification de SCHUMM qui dit « **est d'ordre(x+1), tout tronçon de cours d'eau, forme par la réunion de deux cours d'eau d'ordre(x)** ». pour notre bassin versant, après avoir placé l'ordre de chaque cours d'eau on tombe sur un cours d'eau **d'ordre 6** La figure présentée ci-après illustre les schémas global du réseau hydrographique du bassin versant de cette étude.

Chapitre III Etude Hydrologique

➤ Densité de drainage

La relation de la densité de drainage est donnée par la formule suivante :

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n l_i}{S}; \text{ (III.10)}$$

l_i : longueur totale des cours d'eau d'ordre i (km)

n : l'ordre le plus élevé dans la classification.

S : La surface de bassin (km^2)

$$\sum_{i=1}^n l_i = 1656.84 \text{ Km}$$

$$\text{AN: } D_d = 1.98 \text{ Km/km}^2$$

➤ Densité du talweg élémentaire

$$F_1 = \frac{N_1}{S}; \text{ (III.11)}$$

Avec : F_1 : Fréquence des talwegs d'ordre 01 ;

N_1 : Nombre de talwegs d'ordre 01 donc $N_1 = 1413$

S : La surface de bassin (km^2).

$$\text{AN: } F_1 = 1.69 \text{ Km}$$

➤ Coefficient de Torrentialité

Il est donné à partir de la formule suivante :

$$C_T = D_d \times F_1; \text{ (III.12)}$$

$$\text{AN: } C_T = 3.35$$

➤ Pente moyenne du cours d'eau principale I_c

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

$$I_c = \Delta H / \Delta L; \text{ (III.13)}$$

Avec : ΔH : Différence d'altitude entre deux points de cours d'eau suffisamment éloignés (m)

ΔL : La distance entre ces deux points (km).

Chapitre III Etude Hydrologique

$$\text{AN: } I_c = (139-36)/17.61 = 5.64 \text{ m/km}$$

$$I_c = 5.64 \text{ m/km}$$

➤ La longueur moyenne des versants

$$Lv = \frac{L}{Dd} ; (\text{III.14})$$

Avec:

Dd : densité de drainage en Km/Km²

L : longueur de rectangle équivalent en Km

$$\text{AN: } Lv = 24.40 \text{ km}$$

➤ Temps de concentration

C'est le temps que met la particule d'eau la plus éloignée pour arriver à l'exutoire, il existe plusieurs formules. Dans le contexte algérien et pour les grands bassins versants, il peut être notamment calculé par plusieurs formules:

- FORMULE DE GIANDOTTI:

$$T_c = \frac{4 \times \sqrt{S} + 1.5 \times L}{0.8 \sqrt{H}} ; (\text{III.15})$$

Avec : T_c : temps de concentration en heures

S : Surface du bassin versant (Km²)

H : H_{moy} - H_{min}

H_{moy}: Altitude moyenne du bassin versant (m)

H_{min}: Altitude minimale du bassin versant (m)

L : Longueur du talweg principal (km)

$$\text{AN: } T_c = 8.64 \text{ H}$$

➤ Vitesse de ruissellement

On entend par ruissellement, l'écoulement par gravité à la surface du sol, suivant la pente du terrain, et dans le micro-réseau hydrographique, des eaux météoriques qui ont échappé à l'infiltration, à l'évaporation et au stockage superficiel.

Cette vitesse est déterminée par la formule suivante :

Chapitre III Etude Hydrologique

$$V_R = L/T_C \text{ (III.16)}$$

Avec : L : Longueur du thalweg principal (Km)

Tc: Temps de concentration (H)

AN: $V_R = 2.03 \text{ km/h}$

➤ Profil en long de l'Oued

Ce profil est tracé à partir des cartes topographiques à l'échelle 1/5000 en tenant compte de l'altitude et de la longueur de cours d'eau jusqu'à l'exutoire.

Les résultats sont montrés dans le tableau suivant :

Tableau III.09: la longueur de cours d'eau principale en chaque altitude

Ordre	Altitude (m)	Distance (km)	Distances cumulées (km)
1	139-130	0.8	0.80
2	130-120	0.57	1.37
3	120-110	0.76	2.13
4	110-100	1.89	4.02
5	100-90	1.38	5.40
6	90-80	0.94	6.34
7	80-70	1.40	7.74
8	70-60	1.58	9.32
9	60-50	1.20	10.52
10	50-40	1.12	11.64
11	40-36	5.97	17.61

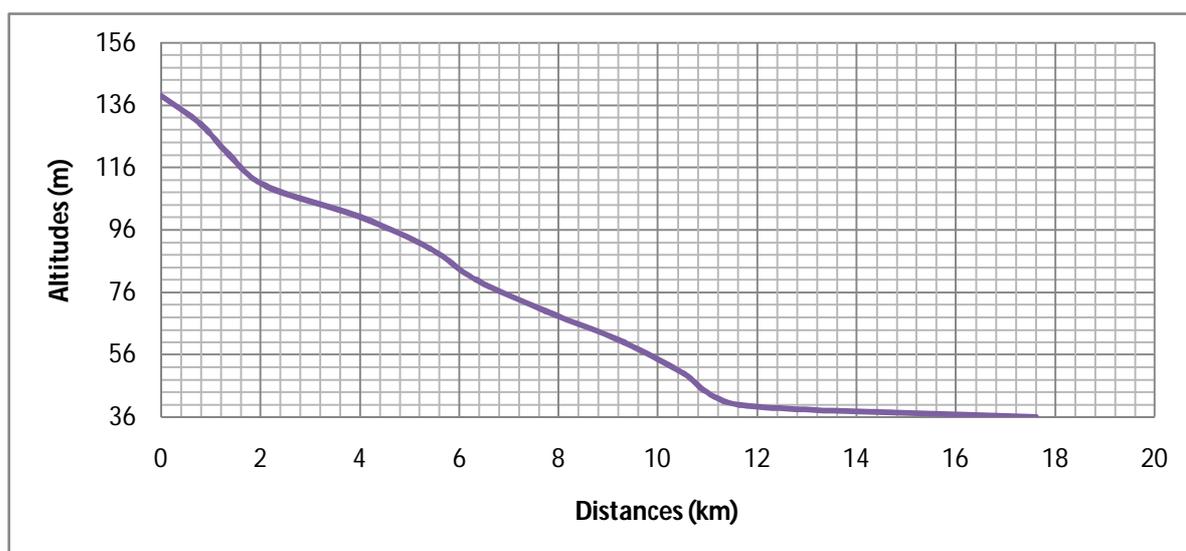


Figure III.06 : Profil en long du cours d'eau principal

Chapitre III Etude Hydrologique

Les caractéristiques de notre bassin versant sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau III-10 : Récapitulatif des caractéristiques hydromorphométriques du B.V

Désignation		Symbole	Unités	Valeur
Superficie		S	km ²	836
Périmètre		P	km	132
Longueur du thalweg principal		L _P	km	17.61
Indice de compacité		K _C	-	1.28
Coefficient d'allongement		Ca	-	0.37
Rectangle équivalent	longueur	L _r	km	48.32
	largeur	l _r	Km	17.30
Altitudes	maximale	H _{max}	m	1045
	moyenne	H _{moy}	m	458.06
	médiane	H _{med}	m	850.8
	minimale	H _{min}	m	36
Pente moyenne de B.V		I _m	%	93.38
Indice de pente globale		I _g	m/Km	1.28
pente moyenne de talweg principale		I _{pm}	Km/m	43.9
Dénivelée spécifique		D _s	m	370.09
Densité du talweg élémentaire		F _l	km	1.69
Pente moyenne du cours d'eau principal		I _c	m/km	5.64
La longueur moyenne des versants		L _v	Km	24.40
Indice d'allongement		Ca	-	0.37
Indice de pente de Roche		I _p	%	41.95
Densité de drainage		D _d	Km/Km ²	1.98
Coefficient de torrencialité		C _T	-	3.35
Temps de concentration		T _c	h	8.64
Vitesse de ruissellement		V _R	Km/h	2.03

Chapitre III Etude Hydrologique

III.3. Caractéristiques climatologiques du bassin versant

Les caractéristiques climatologiques de la zone d'étude sont estimées par les données disponibles à des stations climatologiques. Pour l'analyse des différentes caractéristiques climatologiques au niveau de bassin versant sur l'Oued Bounamoussa on a choisis deux stations Chaffia et Ain El Assel.

Tableau III.11 Les coordonnées stations de, Ain El Assel

Code de la station	Nom de la station	X(Km)	Y(Km)	Z(m)
31601	Ain El Assel	1005	399	35
31501	Chaffia	977.15	381.3	170

III.3.1. Température

La température est un facteur important régissant le phénomène d'évapotranspiration et donc le déficit d'écoulement annuel et saisonnier

Tableau .III.12 : Températures moyennes annuelles (station de Ain El Assel)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Juil	Aout	Moyenne Annuel
Max(c°)	27	32	35	32	39.5	45.5	47	44.5	46	39.5	33.5	29	37.5
Min(c°)	1	-3	1.5	1.5	4	6	5	3	5	4	2	1	2.6
Tmoy	14	14.5	18.25	16.75	21.75	25.75	26	23.75	25.5	21.75	17.75	15	20.05

(Source ONM)

La variation de la température de bassin représentée dans la figure ci-dessous : Notons que la température maximale est enregistrée au mois de Mars (**26°C**) et la température minimale au mois de Septembre (**14°C**). La température annuelle moyenne est de (**20,05°C**).

Chapitre III Etude Hydrologique

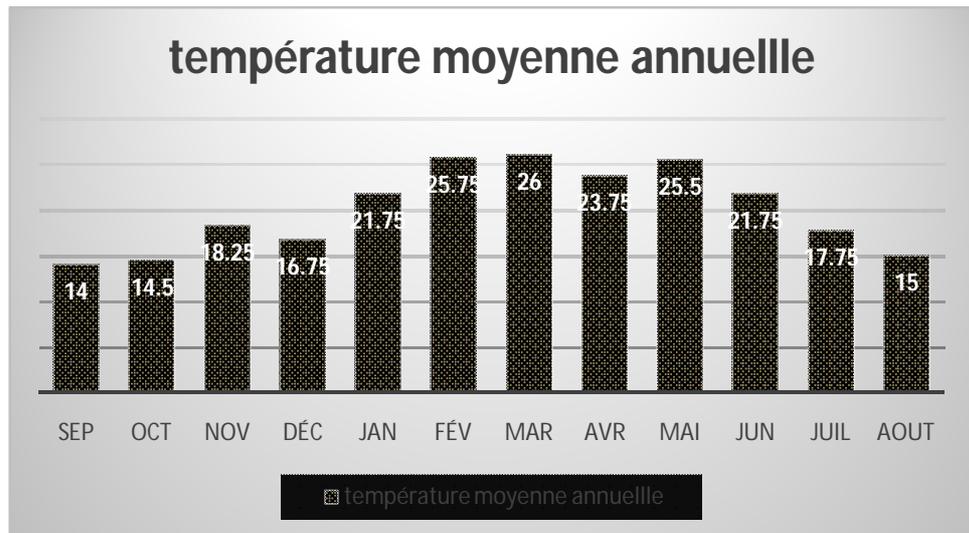


Figure. III.07 : Répartition mensuelle de la température.

III.3.2. Vents

Le vent est l'un des facteurs les plus déterminants des régimes pluvieux, de l'évaporation et par conséquent du climat

Tableau III.13 : Vitesses moyennes mensuelles des vents (station de Chaffia)

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jun	Juill	Aout	V _{Moy-anu}
Vitesse (m/s)	3.04	2.90	3.05	3.45	3.31	3.30	3.30	3.24	3.02	3.03	3.18	3.13	3.17

(Source ONM)

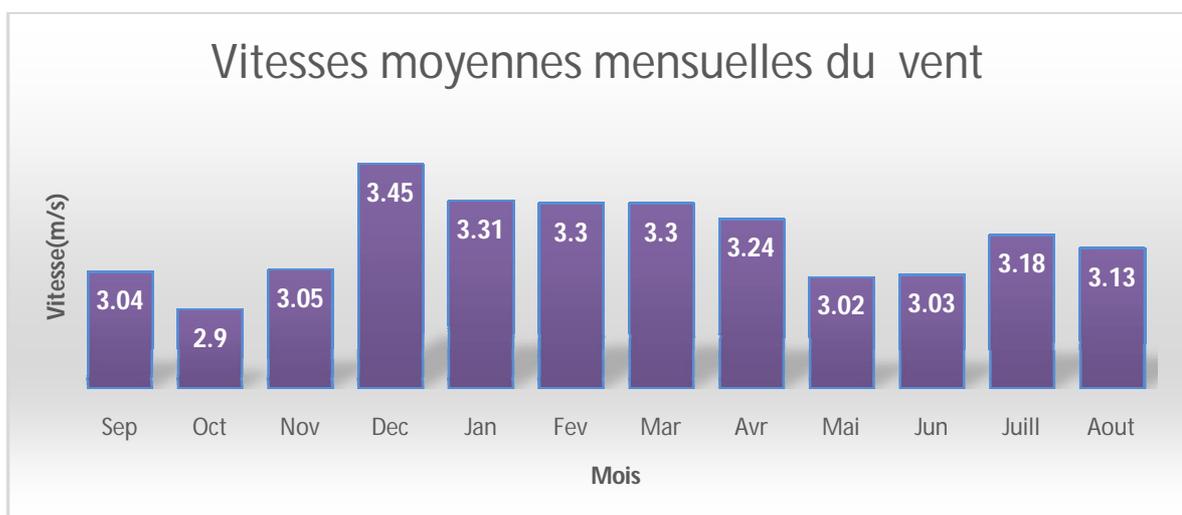


Figure III.08 : vitesses moyennes mensuelles des vents

CHAPITRE IV
ETUDE DES
VARIANTES
DE L'EVACUATEUR
DE CRUE

Chapitre. IV Etude des variantes de l'évacuateur de crue

Introduction

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

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

IV.1. Conception du barrage

Les variantes portantes sur le type du barrage sont :

- **Variante.1.** Un barrage en remblai à noyau central d'argile.
- **Variante.2.** Un barrage en enrochement à masque amont en béton.

La variante portant sur BCR (Béton compact enroulant) n'a pas été étudiée pour des raisons suivantes :

- Le rocher sur le site du barrage est constitué par deux milieux lithologiques de bases des argilites et des grès numidiens.

- Les reconnaissances ont montré que les valeurs du module de déformation des grès sur la rive gauche de $D=800-1000$ MPa et sur la rive droite dans les argilites de $D=600-800$ MPa et présente d'une hétérogénéité au niveau de ces deux formations suivant les paramètres de déformabilités.

- Les conditions géotechniques décrites sur le site du barrage de Bounamoussa font ressortir qu'il y a lieu de s'attendre à des tassements différentiels le long de l'axe du barrage. Cela élimine la variante portant sur le type de barrage BCR pour lequel il n'y a pas de joints transversaux qui permettraient que le barrage suive les tassements irréguliers sans apparition de fissures et fuites non contrôlées et sans armature pour supporter la résistance à la traction et l'élimination des fissures.

Il est aussi à noter que les matériaux granulaires aptes à la confection du BCR sont déficitaires dans la zone étendue du barrage.

- Pour des raisons économiques la solution du **barrage en remblai zoné à noyau centrale d'argile** est adoptée comme étant la solution optimale.

Les principales déterminations prises au sujet du choix du type de barrage en remblai à

Chapitre. IV Etude des variantes de l'évacuateur de crue

noyau d'argile centrale sont les suivantes :

-

la moindre quantité de bétons mis en place, puisque les agrégats pour béton de qualité appropriée présentent les matériaux les plus déficitaires pour la réalisation du barrage et des ouvrages annexes.

- le matériau pour le noyau d'argile tant en matière de quantité que du point de vue de la qualité n'est pas contestable en raison du fait que la plaine entière d'El Tarf est constituée par des matériaux argileux.

- Les matériaux pierreux pour le corps du barrage en remblai se trouvent en quantité suffisante et sont de bonne qualité.

IV.2. Généralités sur les évacuateurs des crues :

Classification des évacuateurs des crues :

Les évacuateurs des crues sont classés selon différents critères :

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

IV.2.1. Critères de choix de l'évacuateur de crue :

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

- la sûreté et la sécurité de fonctionnement.
- les difficultés de réalisation.
- les exigences typographiques du site.

Chapitre. IV Etude des variantes de l'évacuateur de crue

- les exigences géologiques du site.
- la facilité d'entretien.
- la facilité de modification.
- le coût de l'ouvrage.
- L'objectif du présent chapitre est de choisir la variante de l'évacuateur la plus appropriée aux conditions topographiques et géologiques de l'axe de l'évacuateur, puis nous allons procéder au calcul de la ligne d'eau passante par les différentes composantes de l'ouvrage en se basant sur les résultats du calcul de laminage de crues.

Le choix du type d'évacuateur, de son emplacement et son dimensionnement est des questions essentielles dans la conception d'un barrage, car sa sécurité et sa longévité en dépendent.

- Dans notre cas, on ne peut pas avoir un évacuateur de crues posé sur ladigue à cause de :
 - Déformation et déplacement dû aux tassements.
 - L'évacuateur sur un remblai est un ouvrage instable (risque de déplacement), nécessite un système de drainage, mais il reste toujours un risque de glissement des différents plots du coursier.
 - Un ouvrage couteux, n'est pas économique
- La première solution d'évacuateur qui vient à l'idée consiste à réaliser un évacuateur de surface (latéral) suivi d'un coursier, sur l'une des rives du site, pour autant que la topographie et les conditions géotechniques s'y prêtent.

La variante de l'évacuateur latérale sur l'un des deux rives est la plus répondue aux différents critères de choix du type de l'évacuateur :

- mieux adapté au barrage en enrochement
- Facile à réaliser en coté de digue
- Moins coûteux qu'un barrage déversoir en béton ou évacuateur frontal
- L'évacuateur de crue latéral s'adapte au site du faite que les excavations seront réduites
- Capable d'évacuer un débit supérieur au débit de dimensionnement.
- la deuxième solution de l'évacuateur c'est un évacuateur en puits et un évacuateur de secours puisque la fondation est rocheuse, ouvrages a l'avantage d'être relativement compacte et pouvoir être combinés avec la dérivation provisoire .
compte tenue des recommandations et critères relatifs de dimensionnement d'un évacuateur en puits un débits de 2172.32 m³/s dépasse les critères relatifs au débit

Chapitre. IV Etude des variantes de l'évacuateur de crue

maximum pouvant être évacué par l'évacuateur en puits, pour cela l'évacuateur en puits sera capable de débiter la moitié du débit du projet ($Q=1086.16 \text{ m}^3/\text{s}$) et l'autre moitié par un évacuateur de secours.

IV.2.2. Choix de la rive favorable

a- Sur la rive gauche :

Sur le flanc gauche, la roche (grès) s'étend sur la surface le long de l'axe du site du barrage jusqu'à l'utile de l'oued. À l'amont et à l'aval de l'axe elle est recouverte par une couche de sable argileux et d'argile peu plastique d'une épaisseur de 5 à 7 m.

b- Sur la rive droite:

La couche de terre végétale en surface de 0,4 à 1 m d'épaisseur, la couche d'argile sablo-graveleuse (colluvion) de faible plasticité (CL) apparaît au-dessous de la couche de terre végétale de 10 m d'épaisseur à proximité du lit de l'oued et environ 5 m aux cotes plus élevées de la pente du flanc droit.

La Roche mère (argilites, marnes, grès) altérée et fracturée à une profondeur plus faible et plus compacte en profondeur renfermant des lits d'argiles compactes.

Conclusion :

Conformément aux clarifications illustrées ci-dessus, le choix est arrêté pour l'étude :

- 1- évacuateur latéral sur la rive gauche puisque vallée étroite à versant abrupt et rocheux
- 2- évacuateur de crue en puits à la rive gauche où les conditions d'excavation et de fondations sont favorables.

• Conclusion de choix du type d'évacuateur :

Deux dispositions des ouvrages d'évacuation en exploitation ont été étudiées pour le type de barrage adopté :

- **Variante.1.** Evacuateur latéral à entonnement latéral.
- **Variante.2.** Evacuateur en puits vertical et ouvrage de secours (évacuateur latéral à entonnement frontal).

Chapitre. IV Etude des variantes de l'évacuateur de crue

IV.3. Etude des variantes de l'évacuateur de crue

IV.3.1. Etude de 1^{ère} variante « Evacuateur Latéral à entonnement latéral » [3]

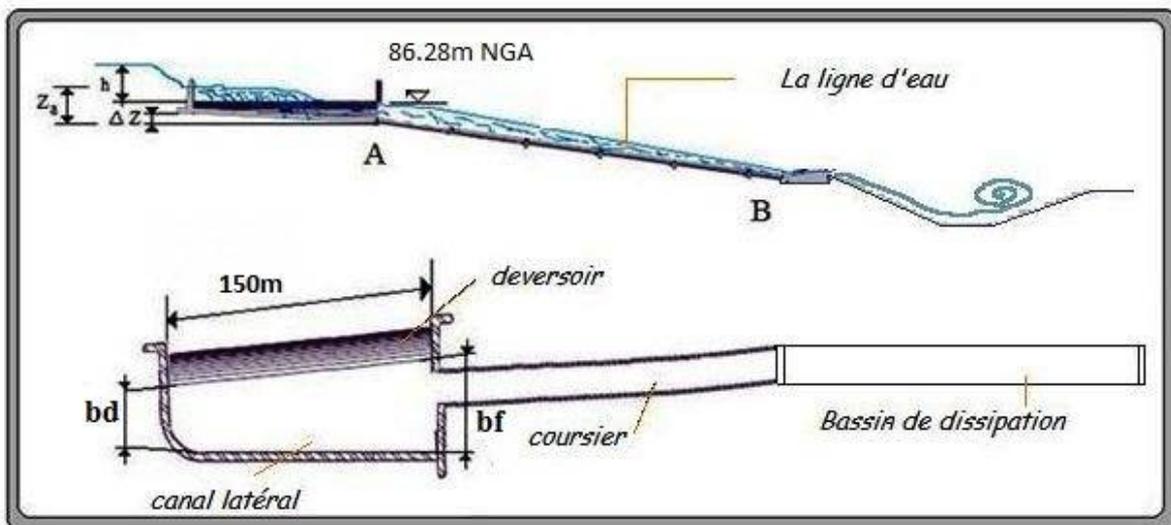
- Dimensionnement et calcul hydraulique de l'évacuateur de crues :

Les évacuateurs latéraux sont conçus dans les barrages où les rives sont très abruptes, pour diminuer les grands volumes d'excavation qu'impliquerait la construction d'un déversoir frontal.

Les évacuateurs latéraux sont composés des éléments suivants :

- ⇒ Canal d'entrée.
- ⇒ Déversoir latéral.
- ⇒ Une tranchée pour la réception des eaux déversées.
- ⇒ Coursier (ouvrage d'évacuation)
- ⇒ Bassin de dissipation.
- ⇒ Canal de restitution.

La figure suivante représente des éléments de l'évacuateur de crue.



FigureIV.01: Schéma de calcul d'un évacuateur de crues

Données de départ :

- ✓ Longueur déversant : $L = 150 \text{ m}$
- ✓ Débit évacué : $Q_{\text{dév}} = 2172.32 \text{ m}^3/\text{s}$
- ✓ Charge hydraulique : $H_0 = 3.14 \text{ m}$
- ✓ Côte de la retenue normale : $\text{NNR} = 86.28 \text{ m}$

Chapitre. IV Etude des variantes de l'évacuateur de crue

IV.3.1.1. Canale d'entrée (canal latéral)

➤ **La vitesse d'approche :**

Elle est donnée par la formule : $V = \frac{Q}{A_c}$;(IV.1)

Avec :

Q : Débit à évacuer (m³/s).

A_c : section mouillée, (m²).

$$A_c = by_c + my_c^2 ;(IV.2)$$

Y_c = hauteur d'eau dans le canal, (m).

$$Y_c = H_o + P \quad ;(IV.3)$$

m = pente du talus. (Terre recouvert d'une couche de béton pour en vue d'empêcher une altération progressive du rocher.) (Voir annexe IV.02

➤ **P : Hauteur de pelle :**

La relation la plus efficace entre la hauteur du seuil et la charge sur le déversoir est obtenue quand la condition suivante est respectée :

$$0.4 < \frac{P}{H_o} \leq 1.6 \quad [4]$$

Dans cette méthode, on recommande d'utiliser la relation suivante: $\frac{P}{H_o} = 0.6$

$$P=2m$$

H_o : lame déversant (2,22 m).

$$AN: Y_c = 5.14m$$

$$A_c = 797.419m^2$$

V = 2.724 m/s < V_{adm} = 3.7 m/s. pour les grès (voir ANNEXE.N°.IV.tableau.02).

IV.3.1.2. le déversoir

Le seuil normal est un déversoir dont la crête et la partie aval sont profilées de manière à épouser la forme de la lame déversant. Les indications de la figure suivante permettent de déterminer le profil normal d'un déversoir à parement amont vertical.

Chapitre. IV Etude des variantes de l'évacuateur de crue

Le profil du seuil déversant est de type CREAGER, l'avantage de ce contour est qu'en chaque point de son parement aval la pression égale à la pression atmosphérique, tout profil situé au-dessus entraînera des dépressions donc des risques de décollement

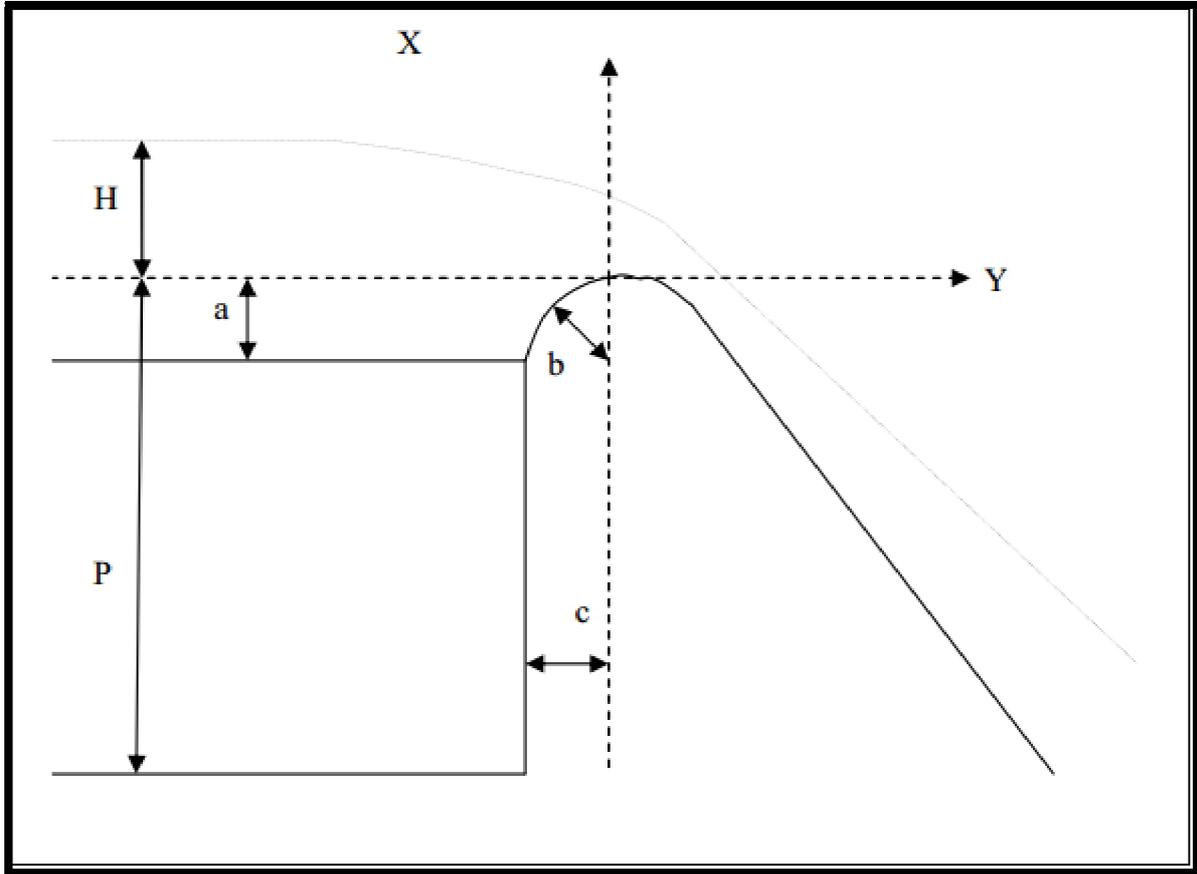


Figure IV.02. Dimensions du déversoir.

$$a=0.12*H; \quad b=0.40*H; \quad c=0.30H$$

$$\text{AN: } a=0.367\text{m}$$

$$b=1.256\text{m}$$

$$c=0.942\text{m}$$

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

$$y = \frac{(x^{1.85})}{(2H^{0.85})} ; (\text{IV.4})$$

Chapitre. IV Etude des variantes de l'évacuateur de crue

Tableau IV.1. Les coordonnées du profil de déversoir

Profil du déversoir d'après Creager-Ofitsérove à H=3.1400m			
H(m)	X	Y	Y'
3.1400	0,000	0,396	-2,609
	0,314	0,113	-2,521
	0,628	0,022	-2,424
	0,942	0,000	-2,324
	1,256	0,022	-2,204
	1,884	0,188	-1,947
	2,512	0,462	-1,605
	3,140	0,804	-1,193
	3,768	1,234	-0,688
	4,396	1,774	-0,094
	5,338	2,741	0,958
	6,280	3,878	2,176
	7,850	6,154	4,710
	9,420	8,867	7,850
	10,990	11,989	11,492

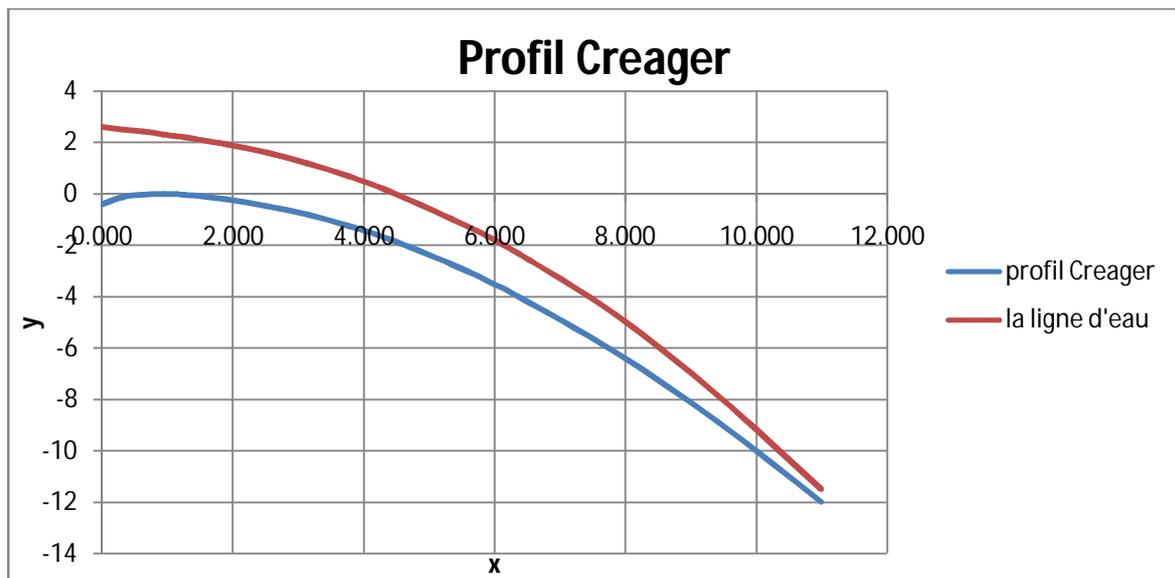


Figure IV.03. Profil Creager

Chapitre. IV Etude des variantes de l'évacuateur de crue

➤ Calcul des caractéristiques de ressaut hydraulique qui se provoque a l'aval de déversoir

- Définition du ressaut hydraulique :

C'est une surélévation brusque de la surface libre d'un écoulement permanent qui se produit lors du passage du régime torrentiel au régime fluvial. Le paramètre qui définit le type de ressaut est le nombre de Froude.

⇒ Calculant d'abord la profondeur critique à l'aide de l'expression suivante :

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad ;(IV.5)$$

Avec q : le débit unitaire $q = \frac{q_{max} p}{b}$;(IV.6)

AN: $q = 14.482 \text{ m}^3/\text{s/m}$

$h_{cr} = 2.775 \text{ m}$

⇒ La première hauteur conjuguée est déterminée par l'expression suivante :

$$h_{c1} = \frac{q}{\varphi \sqrt{2g(H+p-hc)}} \quad ;(IV.7)$$

Avec φ : Coefficient de répartition de la vitesse, on prend $\varphi = 0.9$.

p : la hauteur de pelle $p = 1.5$ et H : la charge déversant.

AN : $h_{c1} = 2.66 \text{ m}$

⇒ Le nombre de Froude $Fr = V_1 / \sqrt{g \cdot h_{c1}}$; (IV.8)

Avec : $V_1 = Q/S$

AN: $V_1 = 5.44 \text{ m/s}$; $Fr = 1.066$

⇒ La deuxième hauteur conjuguée est déterminée par l'expression suivante :

On a: $\frac{hc_2}{hc_1} = \frac{1}{2} (-1 + \sqrt{1 + 8 \cdot Fr^2})$ donc

Chapitre. IV Etude des variantes de l'évacuateur de crue

$$h_{c2} = \frac{hc1}{2} (-1 + \sqrt{1 + 8 \cdot Fr^2}); (IV.9)$$

$$\text{AN : } h_{c2} = 2.895\text{m}$$

⇒ La longueur du ressaut avec la formule de Tchertaoussov :

$$L_r = 10,3 \cdot hc1 \cdot \left[\sqrt{\left(\frac{h_{cr}}{hc1}\right)^3 - 1} \right]^{0,81}; (IV.10)$$

$$\text{AN: } L_r = 3.014\text{m}$$

Comme on a un déversoir de type Creager donc on a des seuils normale donc $h_{\text{aval}} = P = 2\text{m}$

Il faut vérifier la condition $hc2 < \bar{\sigma} h_{\text{aval}}$ pour que l'écoulement soit noyée :

$$\bar{\sigma} = (1 - 1.05) \text{ on prend } \bar{\sigma} = 1.05$$

$h_{c2} = 2.895\text{m} > \bar{\sigma} h = 2.1\text{m}$ la condition n'est pas vérifiée donc l'écoulement est dénoyée,

pour que l'écoulement soit noyée à l'aval du déversoir (régime fluvial) il faut mettre un lit de profondeur $D = 1\text{ m}$ et la hauteur du bief aval devient : $H_{\text{avl}} = h_{\text{aval}} + D = 3\text{ m}$.

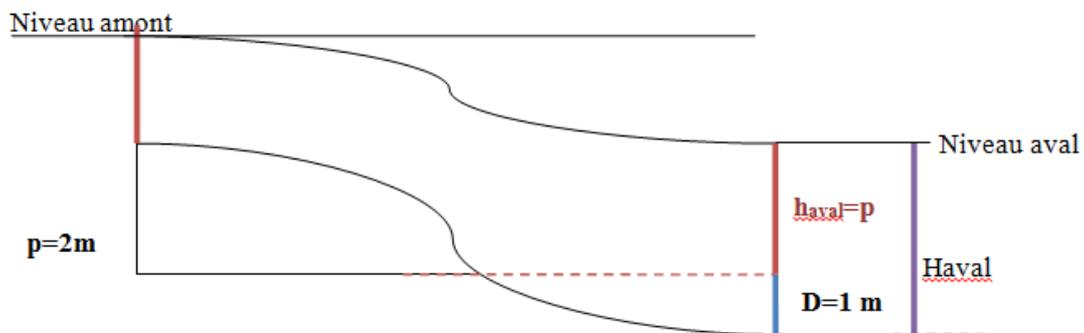


Figure IV.04. le profil de l'aval de déversoir

IV.3.1.3. Dimensionnement de la tranchée (canal latéral)[3]

L'écoulement dans la tranchée est très complexe, et pour cette raison, un mode simple approximatif de calcul de la tranchée a été proposé et dont le procédé est comme suit :

1) On divise la largeur déversant en 5 tronçons et on établit les distances au bout de la tranchée jusqu'à chaque site li.

2) On fixe les largeurs aux extrémités de la tranchée :

-A la fin de la tranchée : $bf = 50\text{m}$

Chapitre. IV Etude des variantes de l'évacuateur de crue

Des contraintes topographiques ne nous permettent pas d'élargir l'évacuateur dans la section de largeur bf, nous choisissons (a partir de l'abaque dans l'ANNEXE

N°IV.Figure.01) $\frac{bd}{bc} = 1$ et $\frac{bf}{bd} = 0.75$

Donc : **bf= 50m** et **bd= 40m**

-au début de la tranchée : **bd=40m**

3) On divise la tranchée sur toute sa longueur en tronçons dont les distances de bout amont de la tranchée sont : l_1, l_2, \dots, l_i .

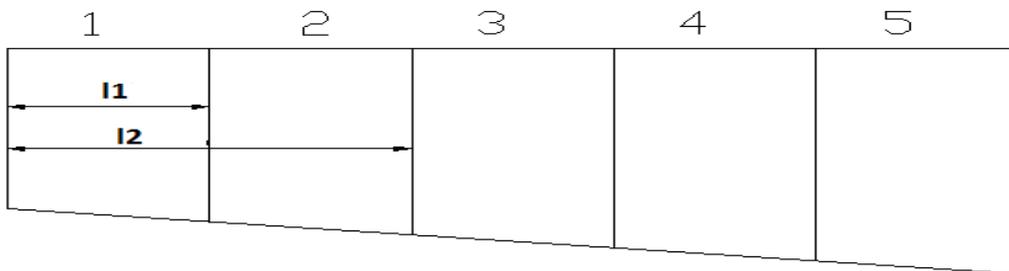


Figure IV.05 :Représentation des tranchées

4) On fixe la vitesse d'écoulement au bout de la tranchée et celle de la fin, ensuite on détermine les vitesses moyennes aux différents sites l_i .

-Au début $V_d = (3-5) \text{ m/s}$. on prend **$V_d = 4 \text{ m/s}$** .

-A la fin $V_f = (8-10) \text{ m/s}$.on prend **$V_f = 9 \text{ m/s}$** .

5) On détermine le niveau des plus hautes eaux à la fin de la tranchée :

$$\text{NFT} = \text{NPHE} - Z; \text{(IV.11)}$$

NPHE niveau des plus hautes eaux :NPHE=89.42 m NGA

$$Z = \frac{V_f^2}{2g\phi}; \text{(IV.12)}$$

Coefficient de vitesse; on prend $\phi = 0.9$

AN : **$Z = 4.578$**

NFT = 84.842 m NGA

6) On détermine le débit, la vitesse et la longueur au plafond de la tranchée :

Chapitre. IV Etude des variantes de l'évacuateur de crue

$$Q_i = q \frac{l_i}{L}; \text{(IV.13)}$$

Le débit spécifique $q = Q/L$

$$\text{AN: } q = 14.482 \text{ m}^3/\text{s/m}$$

$$V_i = V_d + a(l_i - 1); \text{(IV.14)}$$

$$a = (V_f - V_d)/(L - 1)$$

Avec : a : coefficient de proportionnalité

$$b_i = b_d + (b_f - b_d) \frac{l_i}{L}; \text{(IV.15)}$$

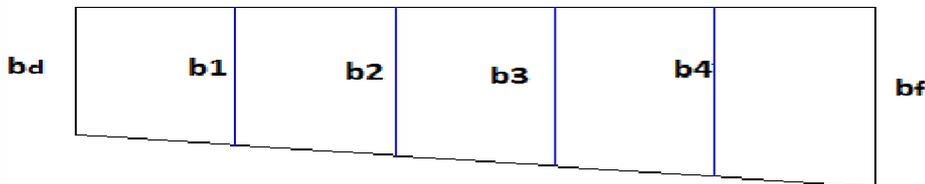


Figure IV.06. les tranche du canal latéral

7) On détermine la section mouillée au milieu de chaque tronçon de la tranchée :

$$S_i = \frac{Q_i}{V_i}; \text{(IV.16)}$$

8) On détermine la profondeur d'eau au milieu de chaque tronçon de la tranchée :

$$h_i = -\frac{b_i}{2m} + \sqrt{\left(\frac{b_i}{2m}\right)^2 + \frac{S_i}{m}}; \text{(IV.17)}$$

m : pente de profil de déversoir, assimilé à un plan $m = 1/3$

9) On calcule la pente i de la surface libre de l'écoulement sur chaque tronçon de la tranchée.

$$I = \frac{V^2}{C_i^2 R}; \text{(IV.18)}$$

$$\text{Ou : } C_i = \frac{1}{n} R^{1/6}; \text{(IV.19)}$$

Avec : n : coefficient de rugosité 0.014.

R_i : rayon hydraulique. $R_i = \frac{S}{P_i}$

P_i : périmètre mouillé $P_i = b_i + 2h_i \sqrt{1 + m^2}$

10) On calcule la perte de charge dans chaque tronçon :

Chapitre. IV Etude des variantes de l'évacuateur de crue

$$\Delta h_i = i(l_i - l_{i-1}); (IV.20)$$

11) On détermine le niveau d'eau au début de chaque tronçon :

$$N T_i = N F T + \sum \Delta h \quad ; (IV.21)$$

12) On détermine la cote de fond de la tranchée au milieu de chaque tronçon :

$$C_{Fi} = \frac{N T_i + N F T}{2} - h i; (IV.22)$$

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau IV.2. calcul des pertes de charge.

N°	li(m)	Qi(m ³ /s)	Vi(m/s)	Si(m ²)	bi(m)	hi(m)	pi(m)	Ri	Ci	i	Δh
1	30	434,46	5,0357144	86,28	42	1,962	47,551	1,814	78,885	0,0022	0,067
2	60	868,92	6,1071431	142,28	44	3,026	52,558	2,707	84,325	0,0019	0,058
3	90	1303,38	7,1785718	181,57	46	3,656	56,342	3,223	86,810	0,0021	0,064
4	120	1737,84	8,2500005	210,65	48	4,047	59,447	3,543	88,195	0,0025	0,074
5	150	2172,3	9,3214292	233,04	50	4,292	62,141	3,750	89,033	0,0029	0,088

Chapitre. IV Etude des variantes de l'évacuateur de crue

Tableau IV.3. Cotes du plan d'eau et du fond de la tranchée.

N	$\Delta h(m)$	$h_i(m)$	NTi	Cote du fond
1	0,067	1,962	86,367	83,6425
2	0,058	3,026	86,358	82,574
3	0,064	3,656	86,364	81,947
4	0,074	4,047	86,374	81,561
5	0,088	4,292	86,388	81,323

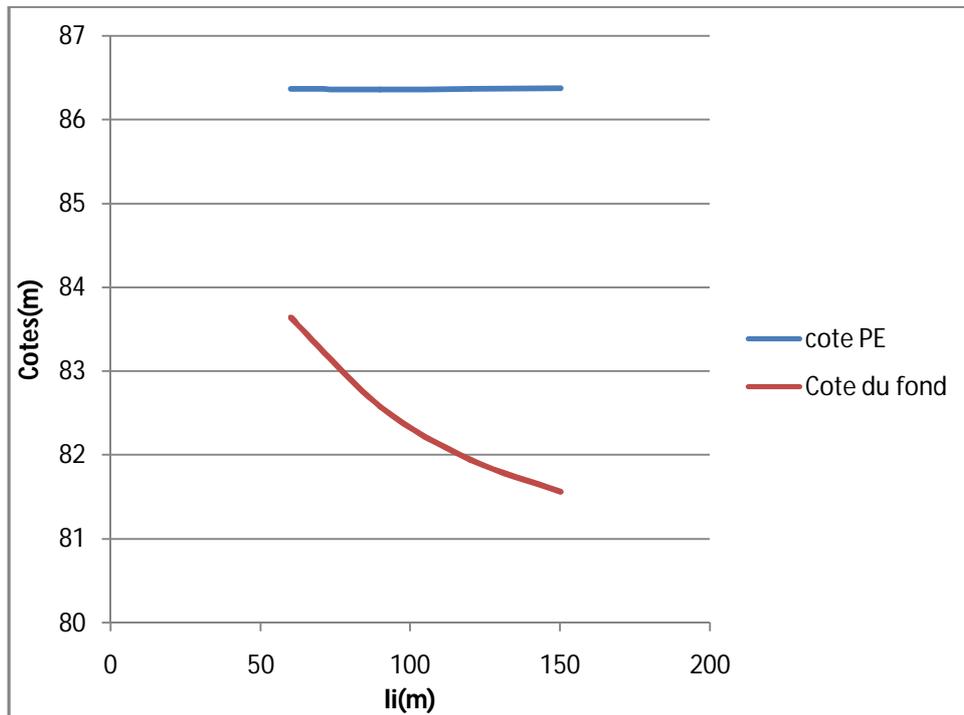


Figure IV.07 : côtes de la ligne d'eau et du fond de la tranchée.

La pente de la tranchée est de : $I = \frac{83,6425 - 81,323}{150} = 0,01546 \text{ m/m}$.

Chapitre. IV Etude des variantes de l'évacuateur de crue

IV.3.1.4. Dimensionnement du canal d'évacuation (le coursier) :

Le passage au coursier se fait avec une rupture de pente afin d'assurer de passer d'un écoulement fluvial à un écoulement torrentiel dans le coursier.

- Largeur du coursier = 50 m
- Longueur du coursier = 330 m
- La pente topographique = 12%

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

- Profondeur critique :

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{1}{g} \times \left(\frac{Q}{L_0}\right)^2} \quad ;(IV.23)$$

AN : $h_c = 5.1 \text{ m}$

- la pente critique :

$$I_c = \frac{Q^2}{Sv^2 Cc^2 R_c} \quad ;(IV.24)$$

D'où : $Cc = \frac{1}{n} R^{1/6} ;(IV.25)$

AN : $I_c = 0.207\% < I_{\text{coursier}} = 12\%$

- La profondeur normale :

$$Q = \frac{1}{n} I^2 (b + hn)^{5/3} (2hn + b)^{-2/3} \quad ;(IV.26)$$

Par itérations on aura : $h_n = 1.38 \text{ m}$

On a : $h_n < h_c$

$I_{\text{coursier}} > I_c$ donc l'écoulement est torrentiel (type de courbe de remous S2).

Chapitre. IV Etude des variantes de l'évacuateur de crue

➤ Calcul de la ligne d'eau :

Tableau.IV.4. les différents paramètres pour le calcul de la ligne d'eau.

Q(m ³ /s)	Strickler	hn(m)	hc(m)	Lc(m)	bc (m)	I(m/m)
2172.32	71	1.38	5.1	330	50	0.12

Le calcul a été effectué à l'aide d'un logiciel CANAL21 les résultats de calcul sont Représentés dans le L'ANNEXE.N°.IV.tableau.01Et le graphique de la ligne d'eau représente dans Figure.IV.7.

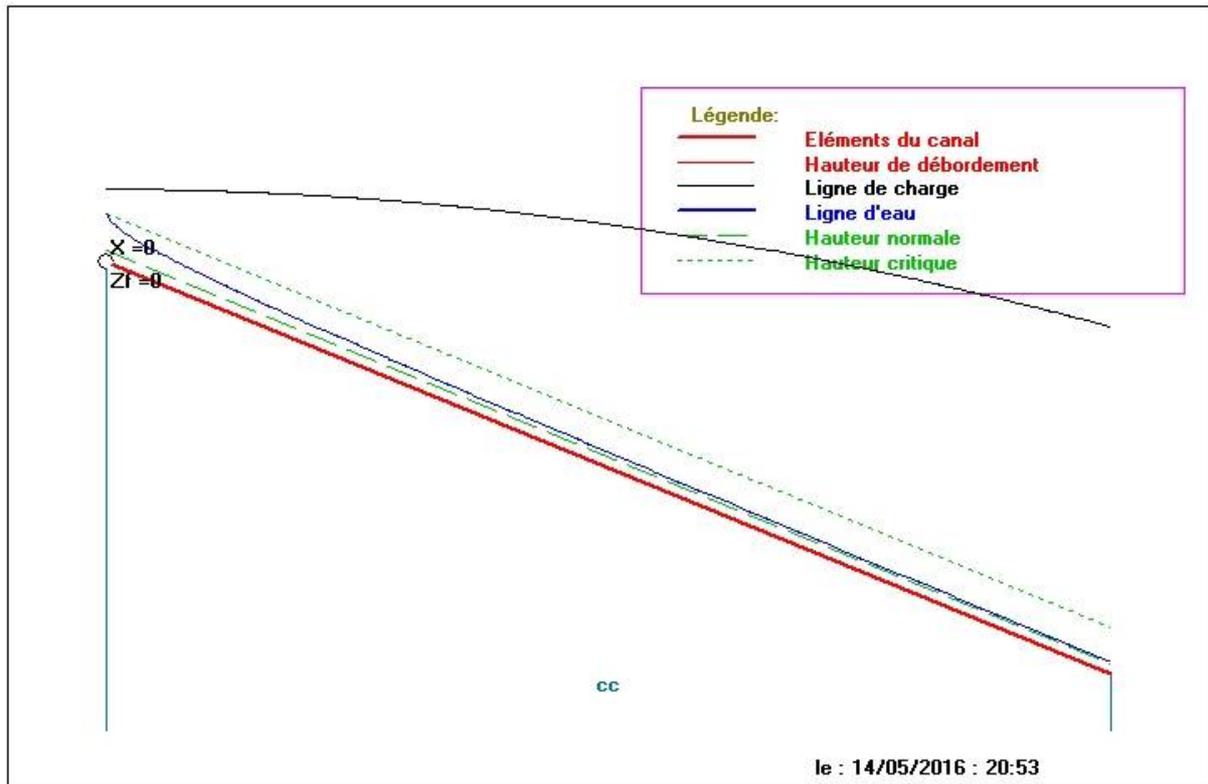


Figure.IV.08. tracé de la ligne d'eau avec Canal 21.

Chapitre. IV Etude des variantes de l'évacuateur de crue

➤ calcul hydraulique du coursier : [4]

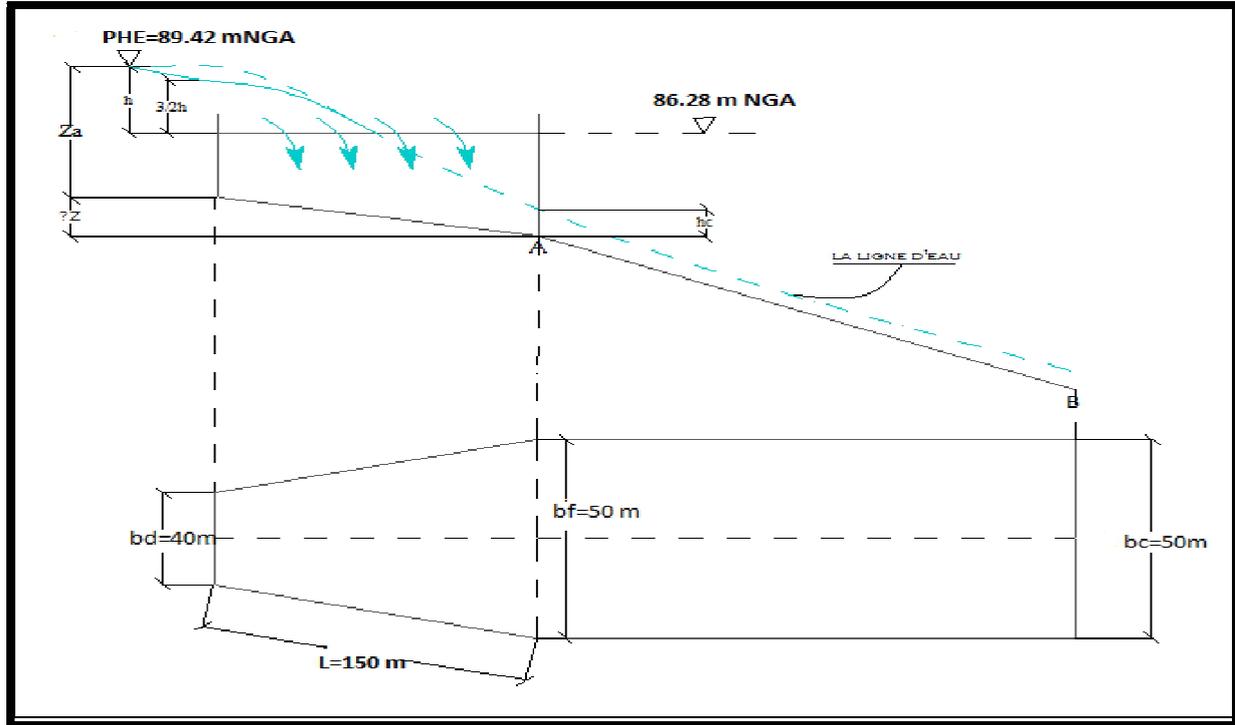


Figure IV.09. schémas de calcul de l'évacuateur de crue.

a- Calcul Y_A (le tirant d'eau au point A)

On a : $y_A = y_c$

Avec ; Y_c : est la profondeur critique, c'est la ou on a un changement de pente.

On a la formule du nombre de Froude pour le régime critique :

$$F_r^2 = \frac{Q^2 \cdot B}{g \cdot S^3} = 1 ; ; \text{(IV.27)}$$

La section d'écoulement est rectangulaire.

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{1}{g} \times \left(\frac{Q}{L_0}\right)^2}$$

D'où :

$$Y_A = 5.1 \text{ m}$$

- Calcul la charge spécifique au point A

$$H_{s,c} = y_c + \frac{v_c^2}{2g}; \quad ; \text{(IV.28)}$$

$$H_{s,c} = y_c + \frac{Q^2}{2gS^2} = y_c + \frac{Q^2}{2g(y_c \cdot L_0)^2}$$

Chapitre. IV Etude des variantes de l'évacuateur de crue

AN : H_{sc}=8.799 m

Calcul les paramètres y'_c et L'_c :

$$y'_c = \frac{2}{3} H_{s.c} \quad ; (IV.29)$$

$$L'_c = \frac{0.59 Q}{H_{s.c}^{3/2}} ; (IV.30)$$

AN : Y'_c=5.86 m

L'_c=50m

➤ Calcul de U :

$$U = \frac{m \cdot y'_c}{L'_c} = 0 \text{ (Section rectangulaire)}$$

➤ Calcul de Z_a :

On impose Z_a de façon que la condition $Z_a < PE - C_A$ soit vérifiée.

Avec :

PE : La cote du plan d'eau.

C_A : La cote du point A.

$$PE - C_A = NNR + \frac{2}{3} h - C_A = 11.42 \text{ m}$$

On prend : Z_a = 11 m (raison de sécurité).

➤ Calcul de ΔZ :

À partir de l'abaque dans L'ANNEXE N°IV Figure.02 on tire le

$$\left. \begin{array}{l} \frac{Z_a}{y'_c} = \frac{11}{5.86} = 1.81 \text{ rapport } : \frac{\Delta Z}{y'_c} = 0,25 \\ U = 0 \Rightarrow \Delta Z = 0,29 * 4,19 = 2.52 \text{ m} \\ \frac{L_1}{L_0} = 0.75 \end{array} \right\}$$

$$\frac{L_0}{L_c} = 1$$

b- Calcul du tirant d'eau au point B

La perte de charge est estimée égale à 20% de la charge totale : $j = 0,2 \Delta H$

Donc, la charge spécifique au point B s'exprime par :

$$H_s(B) = 0,8[H_s(A) + Z_A - Z_B]; (IV.31)$$

Chapitre. IV Etude des variantes de l'évacuateur de crue

$$AN : H_S(B) = 35.84m$$

$$A = \frac{Q}{\sqrt{2g} \times l \times H_S^{3/2}} = 0.05 ; (IV.32)$$

$$\eta = \frac{m \times H_S}{l} = 0 \xrightarrow{\text{Abaque (annexe IV.3)}} \frac{y_B}{H_S} = 0,05m$$

$$D'où : \quad \mathbf{Y_B = 1.792m}$$

Connaissant le débit, la largeur du coursier et le tirant d'eau, on peut calculer la vitesse d'écoulement à la sortie du coursier et le nombre de Froude :

$$V_B = \frac{Q}{S_B} = \frac{Q}{y_B \cdot L_c}; (IV.33)$$

$$F = \frac{V}{\sqrt{g \cdot Y_b}}; (IV.34)$$

$$AN: V_B = 24.245m/s$$

$$Fr = 5.782$$

IV.3.1.4. Dissipateur d'énergie :

L'énergie obtenue à la fin du coursier et qui est due à la grande vitesse de l'écoulement doit être dissipée en aval afin de protéger les berges et même le corps du barrage contre l'érosion régressive qui peut apparaître.

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

Les tests réalisés par (USBR) « **The Bureau Of Réclamation** » montrent que le ressaut dépend directement du nombre de Froude et on a :

$1 \leq Fr \leq 1.7$ Ressaut ondulé.

$1.7 \leq Fr \leq 2.5$ Ressaut faible de petites apparitions en surface.

$2.5 \leq Fr \leq 4.5$ Ressaut oscillant.

$4.5 \leq Fr \leq 9$ Ressaut stable (Stationnaire).

$Fr \geq 9$ Ressaut fort (Ecoulement très turbulent).

a- Choix de type du bassin de dissipation :

Il existe plusieurs types d'ouvrage de restitution et dont le choix d'utilisation est fonction des critères technique et économique.

Chapitre. IV Etude des variantes de l'évacuateur de crue

Dans notre cas : $Fr=5.782$

$4.5 \leq Fr \leq 9$ donc : Ressaut stable.

On a $Fr > 4.5$ et $V > 15 \text{ m/s}$ donc : **On adopte comme type de bassin le type III.**

b-Détermination des caractéristiques du bassin :

-On calcule la hauteur de l'écoulement d'eau à partir de l'équation suivante:

$$T_a = Y_1(1.469F_{r1} - 0.318); (IV.35)$$

ou Y_1 est la hauteur d'eau à la fin du coursier ($Y_1 = 1.792 \text{ m}$)

$$T_a = 14.651 \text{ m}$$

-On calcule la hauteur conjugué (Y_2) :

$$\frac{Y_2}{Y_1} = \frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8F_r^2} - 1) ; (IV.36)$$

$$\frac{Y_2}{Y_1} = 7.692$$

$$\text{AN : } Y_2 = 13.78 \text{ m}$$

- On détermine Longueur de bassin de dissipation :

$$\frac{L}{Y_2} = 4$$

$$\text{AN : } L = 55.12$$

$$\text{On prend } B_{\text{bassin}} = 56 \text{ m}$$

Avec :

Y_1 : Tirant d'eau avant le ressaut.

Y_2 : Tirant d'eau après le ressaut.

-Dimensionnement des blocs de chute :

A partir de l'abaque (IV.4)

On a : $Y_1 = S_1 = W_1 = h_1 = 1.792 \text{ m}$;

Avec : W_1 : l'épaisseur de bloc de chute.

S_1 : l'espacement entre deux bloc de chute successive.

h_1 : la hauteur de bloc de chute.

Donc le nombre des blocs de chicane est : 13.95 blocs ; soit 14 blocs .

-Dimensionnement du seuil denté :

Hauteur du seuil denté (h_2) :

Chapitre. IV Etude des variantes de l'évacuateur de crue

$$h_2 = 0,2 y_2 = 2,75\text{m}$$

c- Epaisseur du seuil denté (a_2) :

$$a_2 = 0,15 y_2 = 2.067 \text{ m}$$

d- L'espacement entre deux seuils dentés successifs (e_2) :

$$e_2 = 0,15 y_2 = 2.067 \text{ m}$$

Le nombre des seuils dentés $n = \frac{b}{2Y_1} = 12.09$ seuils dentés

Le nombre des seuils dentés : $n=13$ seuils dentés

IV.3.1.5.Canal de restitution

Le canal de fuite suit directement eu bassin de dissipation, il sert à conduire l'eau jusqu'au cours d'eau naturel sur une longueur de

Le canal de restitution projeté est de section trapézoïdale de largeur $b=50\text{m}$, fuit de talus $m=1$ et une pente de $i=9\%$

a-La hauteur critique :

$$h_{cr} = \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0.015 \times \sigma_{cr}^2 \right) \times K; (IV.37)$$

Avec :

$$K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \times b^2}} \quad ; (IV.38)$$

$$\sigma = \frac{K \times m}{b} ; (IV.39)$$

AN: $K=5.1$

$\sigma = 0.102$

$h_{cr}=4.92 \text{ m}$

b-Pente critique :

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{S_{cr}^2 \times C_{cr}^2 \times R_{cr}}; (IV.40)$$

$$\text{Avec : } S_{cr} = m \times h_{cr}^2 + b \times h_{cr}$$

$$P_{cr} = b + h_{cr} \times 2 \times \sqrt{1 + m^2}$$

$$R_{cr} = \frac{S_{cr}}{P_{cr}}$$

$$C_{cr} = \frac{1}{n} \times R_{cr}^{1/6}$$

AN :

Chapitre. IV Etude des variantes de l'évacuateur de crue

$$S_{cr} = 270.206m^2$$

$$p_{cr} = 63.915m$$

$$R_{cr} = 4.227m$$

$$C_{cr} = 90.828$$

$$D'où : I_{cr} = 0.0018m/m$$

c-La profondeur normale :

Par approximation successive on trouve que : **hn=1.75 m**

d-Vitesse dans le canal :

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{m \times h_n^2 + b \times h_n} = 23.12 \text{ m/s} .$$

IV.3.1.6.Calcul de la hauteur des murs bajoyers :

Les murs bajoyers assurent l'acheminement régulier des eaux sans débordement, vers l'aval et même servent à maintenir les terres tout autour du coursier et du déversoir.

➤ Canal latéral

La hauteur du mur bajoyer pour le canal latéral atteint la crête du barrage. D'après le calcul hydrologique, on a les valeurs suivantes :

Le niveau normale de la retenue : .NNR=86,28 m

Le niveau de la plus hautes eaux : NPHE=89.42m

Si on prend pour la revanche une valeur de R =1,41m

on aura :

$$H = NPHE - NNR + R = 5.8 \text{ m.};(IV.41)$$

$$\mathbf{H = 4.55 \text{ m}}$$

➤ Le coursier :

Du point de vue hydraulique, la hauteur des parois latérales est déterminée de la manière suivante :

$$h_m = h + BL ; \quad ;(IV.42)$$

où :

BL = hauteur libre (entre 0.5 et 1.0 m).

 : Le tirant d'eau

Chapitre. IV Etude des variantes de l'évacuateur de crue

1) Hauteur du mur au début du coursier h_m :

$$h_m = 5.1 + 0,9 = 6 \text{ m .}$$

$$h_m = 6 \text{ m.}$$

2) Hauteur du mur à la fin du coursier :

AN :

$$h_m = 1.79 + 0,9 = 2.69 \text{ m}$$

On prend

$$h_m = 3\text{m}$$

➤ Le bassin de dissipation :

$$H_m = Y_2 + HL$$

HL = hauteur libre (entre 0.5 et 1.0 m)

On prend HL = 0,9

$$H_m = 13.78 + 0,9 = 14.68\text{m}$$

On prend une hauteur de **15 m**

IV.1.3.7. Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier : [5]

➤ Vérification de l'apparition des vagues roulantes :

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

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

$$F^2 < 40$$

Avec :

b : Largeur du coursier,

h : Profondeur d'eau minimale dans le coursier

F : Nombre de Froude.

Chapitre. IV Etude des variantes de l'évacuateur de crue

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{b}{h} = 29.1 > 10 \end{array} \right.$$

$$F^2 = 6,88^2 = 34 < 40$$

L'une des conditions n'est pas vérifiée, c'est à dire, il y aura un risque d'apparition des vagues roulante mais il n'y aura pas un risque de débordement car le mur bajoyer dans le coursier est dimensionné avec un facteur de sécurité important.

Donc, Il y'a lieu alors de prendre les précautions constructives nécessaires pour éviter les affouillements à l'aval ainsi que les déferlements de vagues sur les murs bajoyers, il est nécessaire d'augmenter la rugosité artificielle (rugosité en mono zigzag, rugosité en redans le long de coursier, rugosité de bord sous forme de poutres normales...)

Tableau .IV.5:Présentation des résultats du calcul hydraulique

Les différentes dimensions		Les dimensions
Déversoir		
	Largeur du seuil déversant	150 m
	Charge déversante	3.14 m
Canal latéral		
	Largeur	Varie de 40 à 50 m
	Longueur	150 m
Coursier		
	Largeur	50 m
	Longueur	330 m
Bassin de dissipation		
	Type du bassin	Bassin à ressaut type III
	Longueur	56 m
	Largeur	50 m
Murs bajoyers		
	Canal latéral	5.5 m
	Coursier	Varie de (6+3) m
	Bassin de dissipation	15 m

IV.3.2.Etude de 2^{ème} variante« Evacuateur de crues en puits et évacuateur de secours »

compte tenue des recommandations et critères relatifs de dimensionnement d'un évacuateur en puits. Le débits de projet (Q=2172.32 m³/s) dépasse les critères relatifs au débit maximum pouvant être évacuer par l'évacuateur en puits .

pour cela l'évacuateur en puits sera dimensionné avec un débit de projet

Chapitre. IV Etude des variantes de l'évacuateur de crue

$$Q = \frac{2172.16}{2} = 1086.16 \text{ m}^3/\text{set l'autre moitier par un évacuateur de secours.}$$

IV.3.2.1. Evacuateur de crue en puits [6]

➤ Description de l'ouvrage

L'évacuateur en puits est disposé sur la rive droite et se raccorde à une galerie d'évacuation.

Le fonctionnement de la tulipe comporte deux phases distinctes :

Régime dénoyé : L'écoulement est à surface libre dans tout l'ouvrage. L'écoulement est contrôlé au niveau de la crête du seuil de la tulipe. La loi de débit est en $H^{3/2}$, il en résulte une débitance assez importante.

Régime noyé : A partir d'un certain seuil, un engorgement apparaît au niveau du puit. Ceci fait que le débit évacué est contrôlé par le tunnel. Le débit s'en trouve réduit et suit une loi en $H^{1/2}$.

Les conditions géomorphologiques du barrage BOUNAMOUSA limitent en faveur d'une implantation de l'évacuateur tulipe en rive droite. La crête du seuil circulaire de la tulipe est calée au niveau de normale de la retenue (86.28 mNGA).

Afin d'être du côté de la sécurité, la variante tulipe est dimensionnée de telle manière à éviter l'engorgement du puits jusqu'à une crue de fréquence 1/1000.

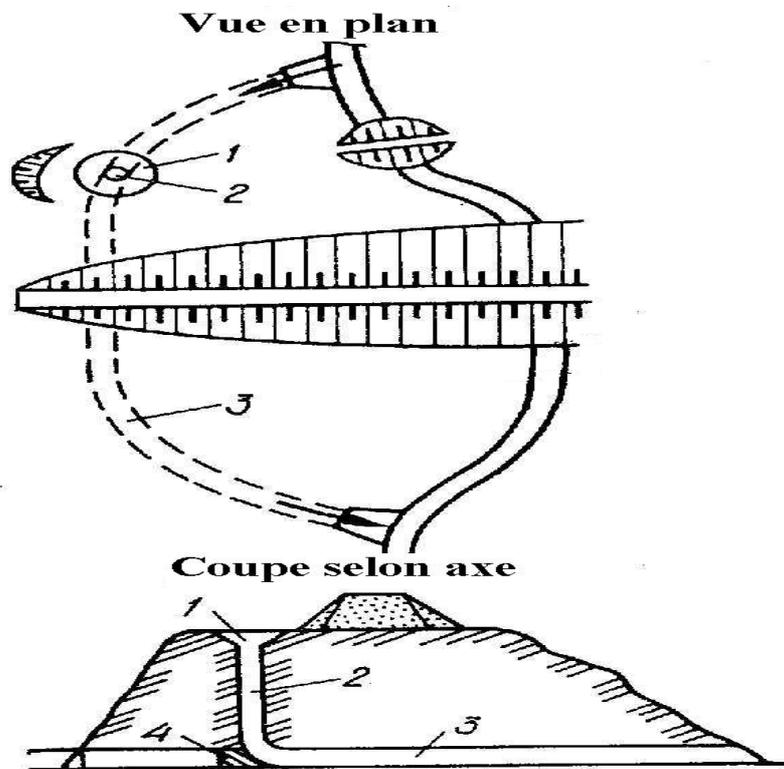


Figure IV.10 : Évacuateur en puits

1-Déversoir tulipe ; 2- puits vertical ; 3- galerie de fuite ; 4- Bouchon de béton

Le déversoir en tulipe peut être avec tronçon conique (Figure.IV.10-a) ou sans tronçon conique (Figure.IV.10-b).

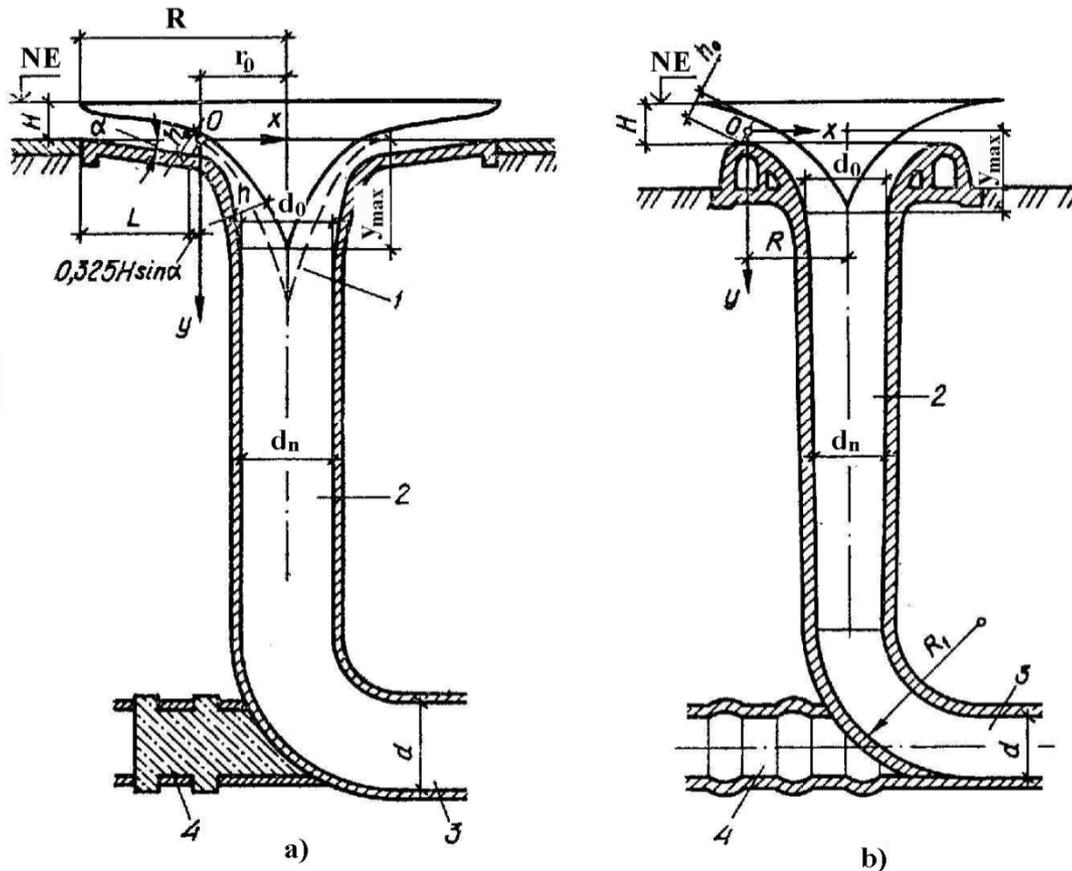


Figure IV.11: Déversoir en tulipe de l'évacuateur en puits :

a-avec tronçon conique ; b- sans tronçon conique ; 1- axe de la veine déversant ; 2- puits vertical ; 3- galerie de fuite ; 4- bouchon en béton

Dans notre cas on fait un dimensionnement de l'évacuateur en puits avec tronçon conique.

IV.3.2.1.1. Dimensionnement et calcul hydraulique de l'évacuateur de crues

a- Calcul du déversoir en tulipe sans tronçon conique

Le déversoir commence par une surface horizontale dans sa partie supérieure, qui passe à une surface conique, plus bas. La pente de la surface du tronçon conique est $i=0,10 \div 0,15$ (ou $\alpha=6^\circ \div 9^\circ$). Après le tronçon conique, commence le tronçon profilé en courbe parabolique raccordée en douceur avec le puits ; dans ce cas la chute de la veine liquide centrale est par hypothèse considérée comme un point matériel en chute libre.

Chapitre. IV Etude des variantes de l'évacuateur de crue

Les coordonnées des points sur l'axe de la veine pour le tronçon parabolique du déversoir en tulipe sont définies par l'équation de la parabole.

$$Y = \frac{g}{2} \left(\frac{x}{v_0 \cos \alpha} \right)^2 + x \tan \alpha; \text{(IV.43)}$$

Où : x et y : coordonnées courantes pour la construction de la parabole.

v_0 : vitesse moyenne à la fin du tronçon conique m/s.

L'origine des coordonnées est prise au centre de gravité de la section de la veine déversante à la fin du tronçon conique (point O Figure.10.a).

x varie de 0 à r_0 : rayon à la fin du tronçon conique, concernant le centre de gravité de la section de la nappe à la fin de la crête :

$$R_0 = R - L \cdot \sin \alpha; \text{(IV.44)}$$

Où : R- rayon du déversoir en tulipe.

L- longueur du tronçon conique.

H- charge au-dessus du déversoir en tulipe.

α - angle d'inclinaison de la surface conique formée par rapport au plan horizontal.

- La vitesse moyenne à la fin du tronçon conique est :

$$V_0 = \frac{Q}{2 \pi r_0 h_0}; \text{(IV.45)}$$

Avec : Q : le débit de calcul = 1086.16 m³/s

$$h_0 = 0.65 H; \text{(IV.46)}$$

Où h_0 : la hauteur d'eau à la fin du tronçon conique.

- La longueur du tronçon conique :

$$L_0 = (0.4-0.5) R; \text{(IV.47)}$$

La vitesse moyenne pour les points sur l'axe de la veine jusqu'au point de convergence du jet situé dans la zone de *Crotch* (zone où la veine liquide commence à occuper toute la section transversale), peut être déterminée approximativement par la relation :

$$V = \phi \sqrt{2 g y + v_0^2}; \text{(IV.48)}$$

Chapitre. IV Etude des variantes de l'évacuateur de crue

Avec : Y : ordonnée courante

φ : coefficient de débit.

- L'épaisseur de la veine liquide sur le tronçon parabolique est :

$$h = \frac{Q}{2\pi(r_0 - x)V}; \text{ (IV.49)}$$

On construit l'axe de la veine en utilisant la formule (IV.43) puis on détermine les grandeurs de v et h par les formules (IV.48) et (IV.49) pour chacune des valeurs de y . Ensuite, sur chaque normale passant par un point de la ligne de l'axe de la veine d'ordonnée y , on reporte de part et d'autre deux points symétriquement opposés situés à $0,5h$ de l'axe. L'enveloppe de ces points constitue le tracé des faces : supérieure et inférieure de la veine. La face inférieure de la veine est prise comme profil du tronçon parabolique du déversoir en tulipe dont le rayon est :

$$R = \frac{Q}{\mu H^{3/2} (2g)^{0.5}}; \text{ (IV.50)}$$

AN : R=12m

$h_0=2.301$ m

$L_r=5.4$ m

$r_0=6.44$ m

$v_0=11.67$ m/s

Les coordonnées des points de l'axe de la veine liquide (formule IV.43)

$$Y = 0.037x^2 + 0.14x$$

Les résultats de calcul de coordonnées, la vitesse moyenne d'écoulement et l'épaisseur de la veine liquide sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.6. Récapitulatif des résultats de calcul.

X (m)	0	1	2	3	4	5	6
Y (m)	0	0.177	0.428	0.753	1.152	1.625	2.172
V(m/s)	-	11.46337	11.6636706	11.9180896	12.2231986	12.5753084	12.9705918
h (m)	-	2.10902577	2.46649332	2.5517862	2.67582586	2.85640133	3.12442800

Chapitre. IV Etude des variantes de l'évacuateur de crue

L'origine des axes de coordonnées au point O, situé à la mi-hauteur d'eau à la fin du tronçon conique. Ensuite à l'aide des coordonnées calculées x et y construisons l'axe de la veine liquide. En chaque point à coordonnées connues, traçons la normale à l'axe de la veine sur laquelle reportons deux points symétriquement opposés, situés à 0,5h de l'axe.

En reliant les points obtenus par une courbe lisse, on obtient les faces : supérieure et inférieure de la veine. La face inférieure de la nappe est prise comme profil du tronçon parabolique de la tulipe. L'intersection des faces supérieures de la veine avec l'axe de la tulipe nous donne le point de convergence du jet, pour lequel l'ordonnée y_{max} .

La vitesse pour y_{max} se détermine à l'aide de la formule :

$$V_y = \varphi \sqrt{2gY_{max}}; (IV.51)$$

$$AN : V_y = 27.61 \text{ m/s}$$

$$\text{Donc: } d_0 = 7.35 \text{ m}$$

Avec : d_0 : le diamètre de la tulipe.

b- Galerie de l'évacuateur en puits.

Le diamètre de la galerie de l'évacuateur en puits est déterminé en supposant que l'écoulement dans la galerie soit à surface libre

$$R = 0,3 Q^{0,4} = 4.91449 \text{ m}; (IV.52)$$

$2R = 9.8289 \text{ m} > 7,35 \text{ m}$ donc la condition est vérifiée

➤ calcul le rayon de courbure du coude :

Le raccordement du puits avec la galerie de fuite s'effectue par un coude de rayon R.

AN:

$$R_1 \leq (2,5 \div 4) d \quad ; (IV.53).$$

AN:

$$R_1 = 2,72 * 7,37 = 20 \text{ m}$$

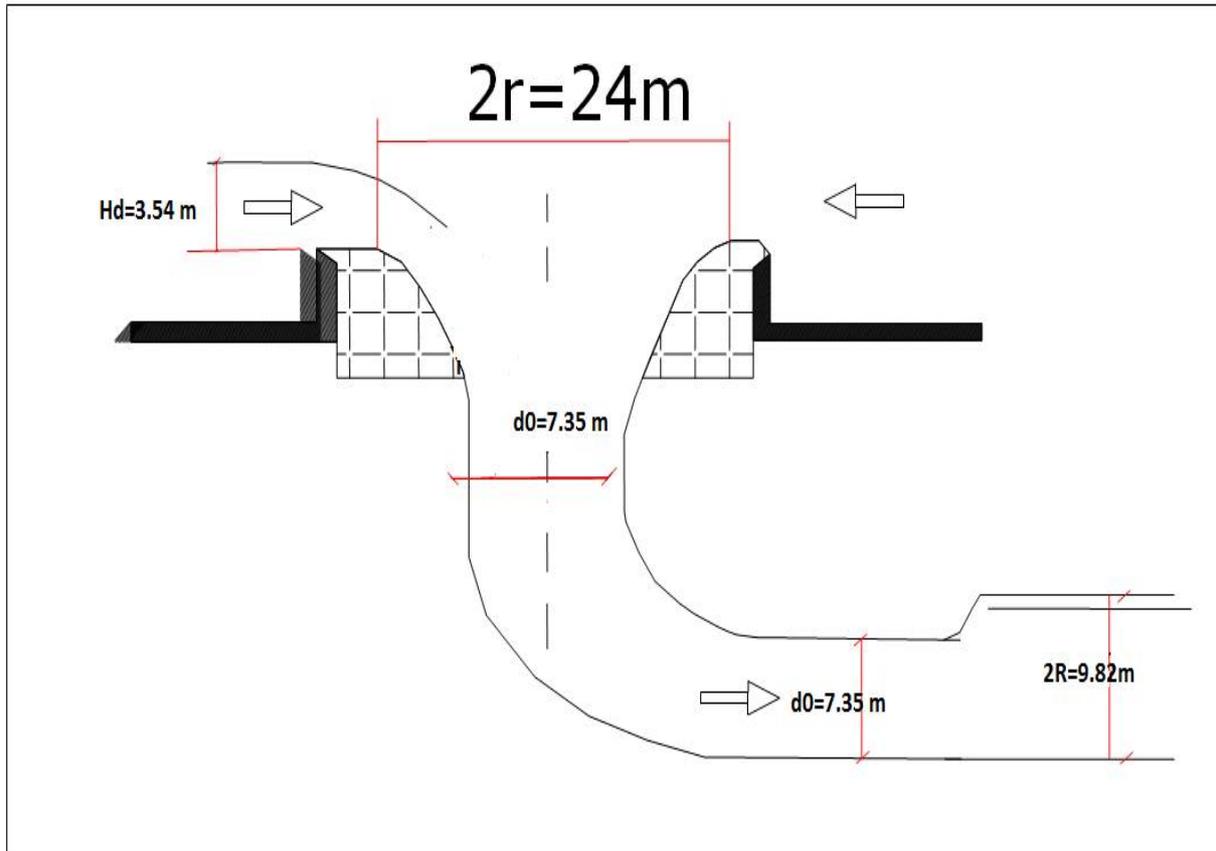


Figure IV.13. Evacuateur de crue en puits.

➤ **Détermination des paramètres de l'écoulement dans la galerie[4]**

Lors des calculs des paramètres de l'écoulement dans les ouvrages évacuateurs de type en galerie ce sont la profondeur critique Y_{cr} et la profondeur normale Y_n qui sont les caractéristiques de critère pour l'analyse des formes de la surface libre de l'écoulement.

1- calcul La profondeur de l'écoulement uniforme Y_n dans la conduit à surface libre :

La profondeur de l'écoulement uniforme est déterminée à l'aide de la formule de Chézy :

$$Q = S \cdot C \cdot \sqrt{R \cdot i} ; \text{(IV.54)}$$

Avec : S : aire de la section de l'écoulement en régime uniforme ;

$$C = \frac{R^y}{n} - \text{coefficient de Chézy ; (IV.55)}$$

i ; la pente i est de 0,024.

n – coefficient de rugosité du lit.

Chapitre. IV Etude des variantes de l'évacuateur de crue

On adopte en général l'indice de la puissance y égal à $1/6$ d'après Manning, à $1/5$ d'après Forhgueymer, soit d'après Pavlovsky qui donne la grandeur de y entre $1/6$ et $1/5$.

Puisque la différence des profondeurs définies avec l'utilisation des formules de Manning et de Pavlovsky se trouve dans la limite de l'exactitude de la mesure de cette profondeur dans l'ouvrage en vraie grandeur, on utilise d'habitude, dans les calculs des écoulements dont le régime est uniforme, la formule de Manning comme plus simple.

Pour le béton avec la qualité moyenne de l'état de la surface, on peut prendre $n = 0,014$.

$$\theta = 2 * \text{ArcCos}\left(1 - \frac{d}{R}\right); \quad (\text{IV.56})$$

$$\theta = 239.596^\circ$$

- Calcul la largeur de miroir « B » :

$$B = \left(\sin \frac{\theta}{2}\right) \times D \quad (\text{IV.57})$$

$$\text{AN: } B = 3.98 \text{ m}$$

- Surface mouillée

$$S = \frac{R^2}{2} (\theta_{\text{rad}} - \sin(\theta/2)); \quad (\text{IV.58}).$$

$$\text{AN: } S = 60.66 \text{ m}^2$$

- Périmètre mouillé $P = R \cdot \theta_{\text{rad}}; \quad (\text{IV.59}).$

$$\text{AN: } P = 20.47 \text{ m}$$

- Rayon hydraulique

$$R_H = \frac{S}{P} = \frac{R}{2} \left(1 - \frac{\sin \theta}{\theta_{\text{rad}}}\right); \quad (\text{IV.60})$$

$$\text{AN: } R_H = 2.963 \text{ m}$$

Alors pour la galerie de l'évacuateur de crue de l'aménagement hydraulique de Tarzout, on aura :

$$\text{La profondeur de l'écoulement uniforme } Y_n = 1.458 \text{ m}$$

- 2- Profondeur critique (Y_c):** La profondeur critique pour le lit dont la section transversale est circulaire, est déterminée par itération à l'aide de la formule:

Chapitre. IV Etude des variantes de l'évacuateur de crue

$$\frac{Q^2 \cdot B \cdot (Y_c)}{g \cdot S^3(Y_c)} = 1; \text{(IV.61).}$$

Avec: $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ – accélération de la pesanteur

$$\theta(\text{rad}) = 2 * \text{ArcCos}\left(1 - \frac{Y}{R}\right) \quad ; \text{(IV.62).}$$

$$S: \text{Section mouillée} \quad S = \frac{R^2}{2} (\theta_{\text{rad}} - \text{Sin}(\theta / 2)); \text{(IV.63).}$$

B: largeur de miroir de la surface libre

$$B = 2R \sin \frac{\theta^\circ}{2}; \text{(IV.64).}$$

La profondeur pour laquelle l'équation (IV.59) est vérifiée est la profondeur critique les résultats de calcul sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau IV.7. Calcul de la hauteur critique :

Y_c	$\theta(\text{rad})$	$\frac{\theta}{2}(\text{rad})$	S (m ²)	B(m)	$Q^2 \cdot L / g \cdot s^3$
1	1.29918288	0.64958644	8.693168	5,93969696	1218,46447
1.5	1.5833692	0.7916846	10.5090973	6,98730277	723,988929
2	1.87285806	0.93642903	12.8666282	7,90948797	446,552698
2.5	2.11549681	1.05774841	14.9981828	8,55569985	304,97077
3	2.34249654	1.17124827	17.1319348	9,0465463	216,362591
3.5	2.55905249	1.27952624	19.3006142	9,40638081	157,335879
4	2.76876500	1.38433825	21.5296158	9,64987047	116,287021
4.5	2.97439185	1.48719592	23.8415166	9,78570386	86,837845
5	3.17825458	1.58912729	26.2588248	9,81835017	65,2126362
5.5	3.38250066	1.69125033	28.8061235	9,74884609	49,0475549
6	3.58931465	1.79465733	31.5125059	9,57496736	36,7965488
6.5	3.80114003	1.90057002	34,4146066	9,29085572	27,4123261
7	4.02097916	2.01048958	37,5615876	8,88594396	20,1646344
7.5	4.25289097	2.12644548	41,0239435	8,34266145	14,5315188
8	4.50298800	2.2514844	44,9113281	7,63151361	10,1312164
8.5	4.78163682	2.39081841	49,4147554	6,69925369	6,67690314
9	5.11058664	2.55529332	54,9339757	5,43323108	3,94142881
9.5	5.55713514	2.77856757	62,7055461	3,48711915	1

La hauteur critique est donc $Y_c = 9.5 \text{ m}$

Chapitre. IV Etude des variantes de l'évacuateur de crue

$Y_n = 1.48\text{m} < (Y_c = 9.5\text{ m})$ donc l'écoulement est à surface libre ne posera aucun problème.

Donc nous sommes assurés du passage en régime torrentiel pour l'écoulement à surface libre, le tirant d'eau amont étant $d = 7.35\text{m}$ ($d < Y_c$) et ($Y_n < Y_c$)

L'énergie à la sortie de la conduite en charge sera donc :

$$H_l = d + \frac{V^2}{2g} = d + \frac{Q^2}{2g(R^2(\alpha_{rad} - \sin\alpha * \cos\alpha))^2} ;(IV.65)$$

$$\alpha = \arccos\left(1 - \frac{d}{R}\right) ;(IV.66).$$

AN: $\alpha = 2.09\text{ rad}$

$$H_l = 15.30\text{m}$$

$H_l > 2 * R$ donc l'écoulement à la sortie de la galerie est en charge

Le calcul le type de l'écoulement en charge donne :

$$Z_2 = Z_1 + H_l + \left(\eta_c + \frac{\eta_l}{d} + \eta_s - 1\right) \frac{Q^2}{2gS^2} ;(IV.67).$$

Avec : Z_1 Cote de fond au changement de diamètre (passage en charge à surface libre) $Z_1 = 27.5\text{m}$.

η_c : Coefficient de perte de charge de coude

η_s : Coefficient de perte de charge sortie.

η_l : Coefficient de perte de charge linéaire fois la longueur.

$$S = \pi \times \frac{d^2}{4}$$

AN: $S = 42.407\text{m}^2$

$$Z_2 = 58.726\text{ m}$$

$$Z_2 = 43.14\text{m} < Z_d - Y = 86.28 - 16.61 = 69.67\text{m}$$

Remarque : Y est tiré à partir de l'abaque dans (L'ANNEXE N°IV.Figure.04)

Z_d : cote de déversement de la crête de la tulipe ($Z_d = 86.28\text{ m}$)

Donc nous pouvons dire que l'écoulement sur le déversoir est entièrement dénoyé.

Et $Z_{\text{plan d'eau}} = Z_2 = 58.726\text{m}$

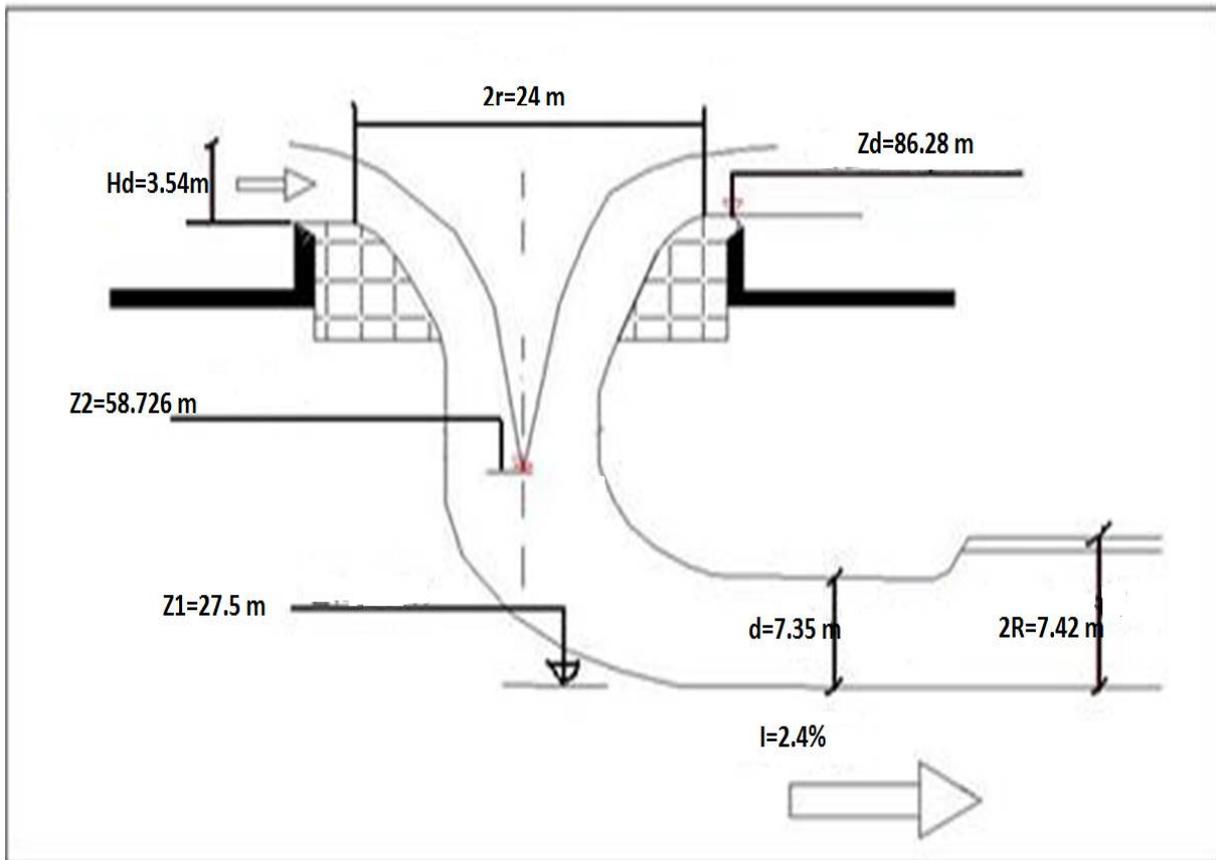


Figure IV.14 : l'écoulement entièrement dénoyé sur la crête déversant.

c- Évaluation du fonctionnement du bassin d'amortissement

Le bassin d'amortissement est retenu divergent avec une largeur à la sortie.

A ces fins la section de sortie de la galerie doit être raccordée à la section initiale du bassin d'amortissement par un tronçon de transition dont le fond est incliné.

➤ Transitions

Transition est l'ouvrage intermédiaire entre la galerie de l'évacuateur en puits et le bassin de dissipation, Son rôle est de guider les filets d'eau jusqu'au bassin de dissipation.

- **Calcul de la largeur initiale (B_t) de la transition:**

Il faut que B_t soit supérieure au diamètre de la galerie de l'évacuateur en puits $2R=9.82$ m

On prend directement en fonction de la topographie les paramètres suivants : $B_t=32$ m

- **Calcul de la largeur finale (b_t) de la transition :**

La largeur finale du divergent se calcul par la formule suivante :

Chapitre. IV Etude des variantes de l'évacuateur de crue

$$P^* = \left(Y_1 + \frac{Q^2}{18.46 x B_t^2 x Y_1^2} \right) - H_0 ; \text{(IV.68)}.$$

$$b_t = 0.70 \sqrt{\frac{Q_d^2}{g P^{*3}}} ; \text{(IV.69)}. Y_1 = \sqrt[3]{\frac{Q d^2}{88.29 B_T^2}} ; \text{(IV.70)}.$$

Avec :

Qd: débit de projet (m³/s).

P *: hauteur des parements des eaux en aval (m).

g: accélération de la gravité (m/s²).

Y₁: hauteur de l'eau au début de la transition (m).

H₀=charge d'eau (H₀=9.82m)

AN : Y₁=5.65 m

P* = 4.45 m

b_t=25.77m

- **Calcul de la longueur de l'élargissement (L_t) :**

$$L_T = 1.60(B_T - b_T) ; \text{(IV.71)}.$$

AN : L_T=10 m

- **Calcul du niveau d'eau à la fin de l'élargissement (Y₂):**

La section d'écoulement intermédiaire entre la galerie de l'évacuateur en puits et le bassin de dissipation est une section de contrôle. Le tirant d'eau dans cette section égale à la profondeur critique. C'est un changement du type d'écoulement du fluvial à l'écoulement torrentiel.

$$Y_2 = \sqrt[3]{\frac{Q d^2}{g b_t^2}} ; \text{(IV.72)}$$

AN : Y₂=2.45 m

- **La vitesse à la sortie de l'élargissement :**

$$\left\{ \begin{array}{l} V_B = \frac{Q}{S_B} \\ F = \frac{V}{\sqrt{g \times Y_2}} \end{array} \right.$$

AN : V_B=7.46 m/s

Chapitre. IV Etude des variantes de l'évacuateur de crue

$$Fr=2.55$$

d- Choix du bassin de dissipation

On a :

$$\left. \begin{array}{l} F = 2,55 < 4.5 \\ V = 7.42 \text{ m/s} < 15 \text{ m/s} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{D'après les tests réalisés par (USBR) « The Bureau Of} \\ \text{Réclamation » on choisi un bassin de type I} \end{array}$$

➤ Conception d'un dissipateur de Type I ($2.5 < F_{r1} < 4.5$).

Largeur du bassin : $b_t = 25.77 \text{ m}$

➤ Calcul du tirant d'eau aval y_2 :

Connaissant le nombre de Froude, on tire à partir de l'abaque
(Voir l'ANNEXE N°IV Figure 5)

Le rapport :

$$\frac{y_2}{y_1} = 3.1 \Rightarrow y_2 = 3.1 \times y_1$$

$$\text{AN : } y_2 = 7.595 \text{ m}$$

➤ Longueur du bassin :

$$\frac{L}{y_2} = 4.0 \Rightarrow L = 4 \times y_2$$

$$\text{AN : } L = 36.456 \text{ m}$$

Dans ce cas la longueur totale du bassin d'amortissement devient $36.46 + 10 = 46.456 \text{ m}$.

➤ Calcul des dimensions des blocs de chute :

$$\text{La hauteur} = 2 \cdot y_1 = 2 \times 2.45 = 4.9 \text{ m}$$

$$\text{L'épaisseur : } W = \frac{y_1}{6} = 0,4 \text{ m}$$

$$\text{L'espacement } e = 2,5W = 1,02 \text{ m}$$

$$\text{Le nombre des blocs de chute} = \frac{25.77}{1,02 + 0,4} = 18.14$$

On prend 19 blocs.

IV.3.2.2. Evacuateur de crue latéral a entonnement frontal [8]

Ce type appartient à la catégorie des évacuateurs à écoulement à surface libre. Il représente les avantages :

- Fonctionnement très sûr même pour des débits dépassant le débit de la crue de projet.
- Facilité de réalisation.

Chapitre. IV Etude des variantes de l'évacuateur de crue

- Ces inconvénients sont :
- Le coût élevé.

IV.3.2.2.1. Dimensionnement et calcul hydraulique des éléments constituant l'évacuateur de crue a entonnement latéral :

L'évacuateur de crues est constitué des éléments suivants :

- Un canal d'approche.
- Un déversoir.
- Un chenal.
- Un convergent.
- Un coursier.
- Un bassin de dissipation.
- Un canal de restitution.

Remarque : pour évacuer un débit de 1086.16 m³/s on adopte a une largeur déversant

$$b = \frac{150}{2} = 75 \text{ m.}$$

On utilisant cette formule : $q = m b \sqrt{2gH^{3/2}}$

On a trouvé **H_d = 3.54 m**

1- Canal d'approche

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

➤ La vitesse d'approche

La vitesse d'approche (Va) doit être calculée pour vérifier l'influence de l'écoulement sur le canal d'approche.

La vitesse d'approche est donnée par la formule suivante :

$$Va = \frac{Q}{Sc} \quad ;(IV.73)$$

Avec : Va : La vitesse d'approche en m/s ;

Q : Le débit maximal à évacuer = 1086.16 m³/s ;

S1 : La section du canal (une section rectangulaire) $Sc = mh + bh^2$

b : Largeur du déversoir **b = 75 m**

m = 1 (D'après L'ANNEXE N°IV tableau 03)

Chapitre. IV Etude des variantes de l'évacuateur de crue

$$h_1 = P + H_d. \quad (P = 1.5)$$

AN :

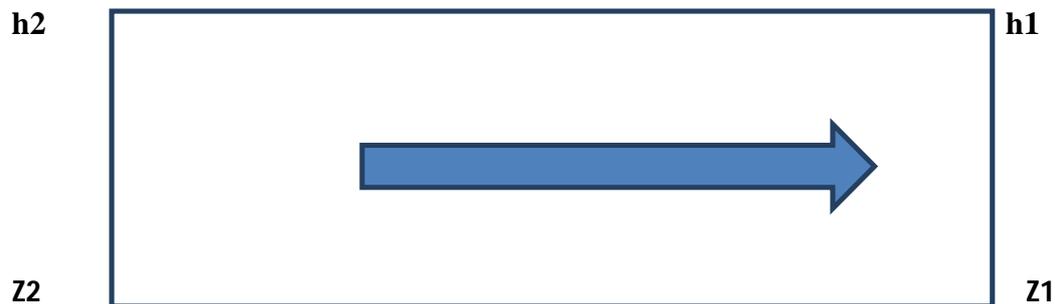
$$H_d = 3.54 \text{ m}$$

$$h_1 = 5.04 \text{ m}$$

$$S_1 = 408.6916 \text{ m}^2$$

$V = 2.657 \text{ m/s} < V_{adm} = 3.7 \text{ m/s}$ (Pour les grès, des grès marneux et calcaire voir annexe IV tableau 02) Donc il n'y a pas risque d'érosion.

➤ La détermination des côtes du canal d'approche



On applique le théorème de Bernoulli entre (1) et (2)

$$Z_1 + h_1 + \frac{\alpha V_1^2}{2g} = Z_2 + h_2 + \frac{\alpha V_2^2}{2g} + \Delta E \quad ;(IV.74)$$

$$\Delta E = J \cdot L_{1-2} \quad \text{en prend} \quad J = 0.01$$

$$\text{Donc :} \quad Z_1 + h_1 - Z_2 - h_2 = J \cdot L_{1-2}$$

$$J = \frac{Z_1 - Z_2}{L_{1-2}} + \frac{h_1 - h_2}{L_{1-2}}$$

- On détermine h_2 :

$$S_2 = \frac{Q}{V_{adm}} = 293.556 \text{ m}^2$$

$$\text{Puisqu'on a: } S_2 = (B + mh_2) h_2$$

$$\text{Et on prend } B = 80 \text{ m donc :} \quad h_2^2 + 80h_2 - 293.57 = 0$$

$$\text{AN :} \quad h_2 = 3.51 \text{ m}$$

Le système d'équation peut être résolu comme suit:

Chapitre. IV Etude des variantes de l'évacuateur de crue

- ✓ On a la cote de $Z_2 = \text{cote NNR} = 86.28 \text{ m}$
- ✓ $H_1 = 5.04 \text{ m}$
- ✓ $H_2 = 3.51 \text{ m}$
- ✓ $L_{1-2} = 70 \text{ m}$
- ✓ $J = 0.01$

- On détermine Z_1 :

On a $J = \frac{Z_1 - Z_2}{L_{1-2}} + \frac{h_1 - h_2}{L_{1-2}}$; (IV.76)

$$Z_1 = L_{1-2} \left(J - \frac{h_1 - h_2}{L_{1-2}} + \frac{Z_2}{L_{1-2}} \right)$$

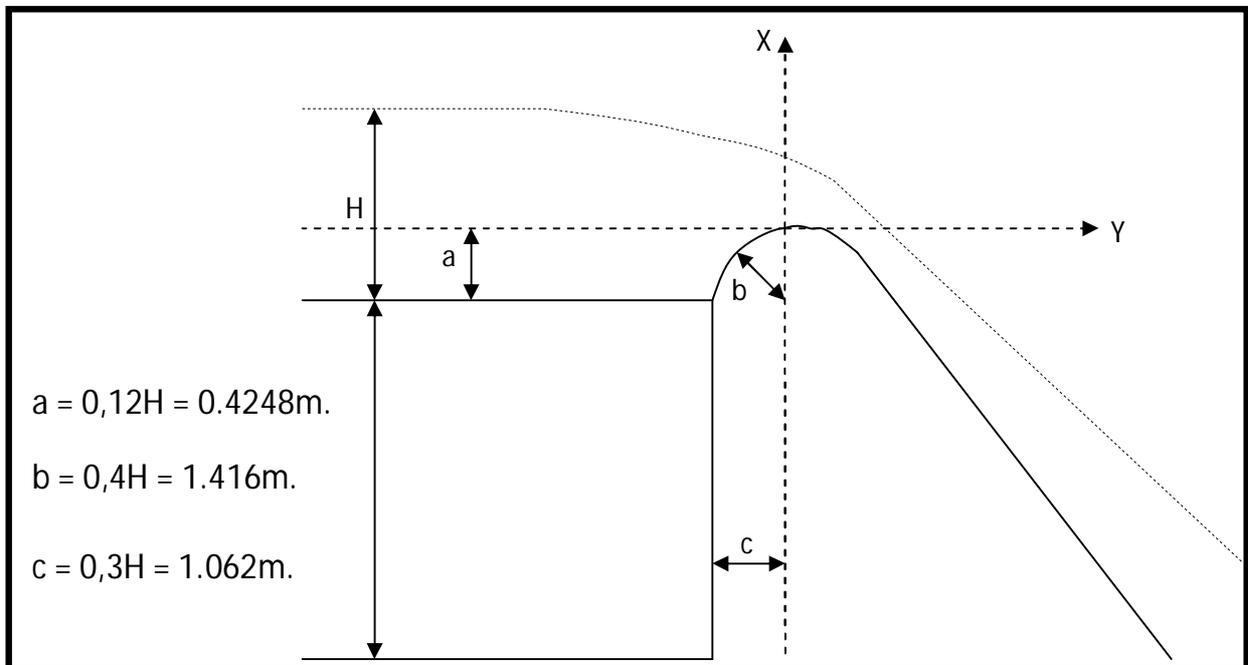
AN: $Z_1 = 85.45 \text{ m}$

➤ Le déversoir

Le déversoir a pour but de collecter les eaux de la retenue, il joue un rôle d'une section de contrôle, il est dimensionner en fonction des contraintes de stabilité et de débit de projet.

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

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



FigureIV.15. les dimensions de déversoir

➤ Calcul du profil de type Creager

Chapitre. IV Etude des variantes de l'évacuateur de crue

D'après les coordonnées Standard du Hd = 1 m les résultats sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.8. Profil de déversoir de type Creager

x	y	y'
0,000	0,44604	2,94174
0,354	0,12744	2,84262
0,708	0,02478	2,73288
1,062	0	2,6196
1,416	0,02478	2,48508
2,124	0,2124	2,1948
2,832	0,52038	1,80894
3,540	0,90624	1,3452
4,248	1,39122	0,77526
4,956	2,0001	0,1062
6,018	3,09042	-1,0797
7,080	4,3719	-2,45322
8,850	6,9384	-5,31
10,620	9,99696	-8,85
12,390	13,51572	-12,9564

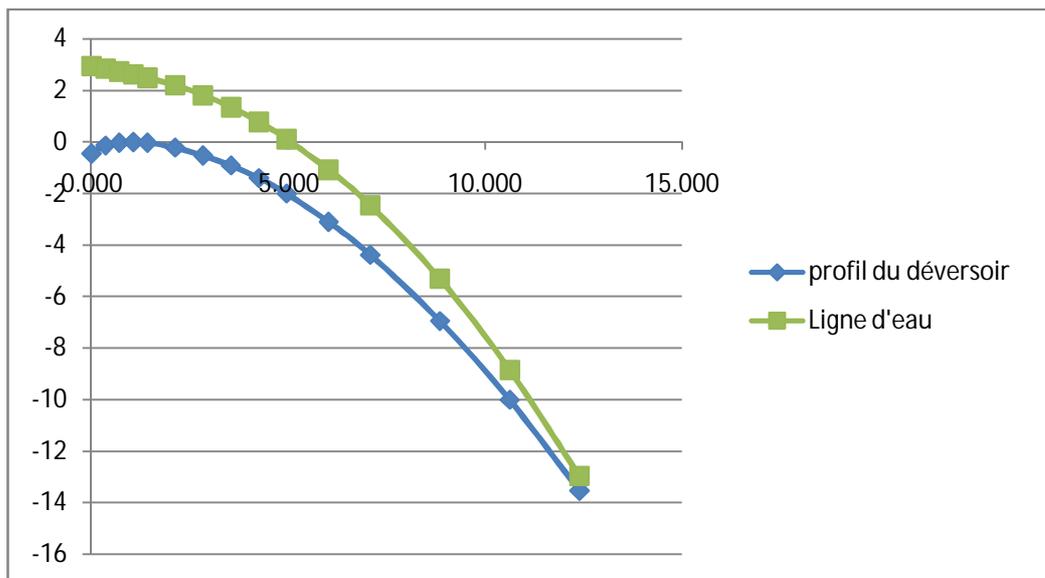


Figure IV.16. Profil du deversoir du type Creager

Chapitre. IV Etude des variantes de l'évacuateur de crue

2- Chenal d'écoulement :

La trace du chenal doit être aussi rectiligne que possible avec une faible pente (inférieure à la pente critique) pour que le régime y soit fluvial. Il est en général de section rectangulaire. Dans notre cas, le chenal a une largeur de 80m, une pente de 0.1% et une longueur déterminée topographiquement de 55 m.

➤ Calcul de la profondeur critique

L'écoulement dans le chenal est fluvial du fait que la pente est souvent inférieure à la pente critique.

La phase de passage d'un régime fluvial au régime torrentiel ou vis-versa est appelée régime critique où la surface libre occupe le niveau critique, on considère qu'elle est atteinte au point de changement de section.

On calcule la profondeur critique par la formule suivante :

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad ;(IV-77)$$

Avec:

q : débit spécifique $q = \frac{Q}{b}$ (m²/s) ;

Q: débit à évacuer (Q=1086.16 m³/s).

b: largeur du canal (b=75m).

g: Accélération de pesanteur (g=9,81m²/s).

AN : q=14.482 m³/s

hc=2.77m.

➤ La pente critique

Elle se détermine par cette formule : $Q = S.C.\sqrt{R.I}$

Donc $I = \frac{Q^2}{S^2 C^2 R}$

AN: S=208.158m²

P=80.55 m

R=2.584 m

C=83.67 I_C=0.0015 >I=0.001

Chapitre. IV Etude des variantes de l'évacuateur de crue

➤ Calcul de la profondeur normale :

La profondeur normale h_n (profondeur qui apparaît pour le débit Q et la pente I du chenal si l'écoulement était uniforme) se déduit de la formule de Chézy.

$$Q = S.C.\sqrt{RI} \quad ; (IV.78)$$

Avec : S : section du chenal $S=b.h_n$;

I : pente du chenal $I=0,10\%$;

C_n : coefficient de Chézy $C_n = R^{1/6} / n$; (IV.79)

$$R : \text{rayon hydraulique } R = \frac{S}{P} = \frac{b.h_n}{2.h_n + b} ; (IV.80)$$

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante qu'on résout avec la méthode itérative.

$$Q = \frac{1}{n} . I^{1/2} . (b.h_n)^{5/2} . (2.h_n + b)^{-3/2} ; (IV.81)$$

On aura : $h_n=3.15\text{m}$.

Donc : $h_n > h_c$ et $I_c > I$ La condition est vérifiée donc l'écoulement est fluvial.

➤ Control du ressaut hydraulique :

- La détermination de la hauteur contractée est donnée par :

$$h_{c1} = \frac{q}{\varphi \sqrt{2g(H+P-h_c)}} ; (IV.82)$$

Q : débit spécifique : $q = Q/b$

B : largeur du déversoir (m)

φ : coefficient de vitesse égal à 0.9 pour les déversoirs .

AN : $h_{c1}=2.18\text{ m}$

- Le nombre de Froude :

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{g * h_c}}$$

AN : $Fr=0.574$

Chapitre. IV Etude des variantes de l'évacuateur de crue

- La deuxième hauteur conjuguée est déterminée par l'expression suivante :

$$\text{On a: } \frac{hc_2}{hc_1} = \frac{1}{2} (-1 + \sqrt{1 + 8 \cdot Fr^2}); \text{ (IV.83)}$$

AN: $hc_2=0.99$ m

- La longueur du ressaut avec la formule de Tchertaussov :

$$L_r = 10,3 \cdot hc_1 \cdot \left[\sqrt{\left(\frac{hc_r}{hc_1}\right)^3 - 1} \right]^{0,81}; \text{ (IV.84)}$$

AN: $L_r=11.396$ m

- ✓ Etant donné que nous avons projeté un déversoir de type Creager donc on a des seuils normal, donc :

- la hauteur h avale = p h aval = 1.5 m.

- Il faut vérifier la condition $Y_2 < \sigma h$ avale pour que l'écoulement soit noyé :

$$\sigma = (1 - 1.05) : \text{ on prend } \sigma = 1.05$$

$$\text{et on a } h_2 = 0.99 \text{ m}$$

$$h_2 < \sigma h = 1.575 \text{ donc la condition est vérifiée et l'écoulement est noyé.}$$

3- Transition (convergent) :

Le convergent est l'ouvrage intermédiaire entre le chenal d'écoulement et le coursier, sa largeur au début est égale à celle du chenal d'écoulement, et égale à celle du coursier dans sa partie terminale. Son rôle est de guider les filets d'eau jusqu'au coursier avec un passage d'un écoulement fluvial à la fin du chenal à un écoulement torrentiel au début du coursier.

Le convergent doit être dimensionnée de telle sorte que la condition suivante soit vérifiée :

$$\mathbf{tg}(\alpha) < \frac{1}{3F}; \text{ (IV-85)}$$

La longueur du convergent est estimée par la formule suivante (Manuel de conception des évacuateurs de crues, par Agustín A.G, 2004.page33.)

$$\mathbf{L} = 1.6(l_1 - l_2); \text{ (IV-86)}$$

Avec :

l_1 : Largeur au plafond du bief amont en m.

Chapitre. IV Etude des variantes de l'évacuateur de crue

l_2 : Largeur au plafond de la section de contrôle en m c'est la largeur du coursier au même temps.

$$l_2 = 0.07 \sqrt{\frac{Q^2}{gP^3}}; \text{ (IV.87)}$$

Où :
$$P = \left(h + \frac{Q^2}{18.46 b^2 h^2} \right) - H; \text{ (IV.88)}$$

Avec :

P : Hauteur des parements des eaux en aval (m)

g : Accélération de la gravité (m/s^2).

AN :

P=0.755 m

$l_2=37.21$ on prend $l_2=38$ m

L = 59.2 m on prend L=60 m

$$tg(\alpha) = \frac{(l_1 - l_2)/2}{L} = 0.308$$

Le nombre de Froude est donné par la relation suivante :

$$F = \frac{V}{\sqrt{g \times h}}$$

Avec : V : vitesse d'écoulement en m/s.

g : l'accélération de la pesanteur = $9.81 m/s^2$.

h : Le tirant d'eau en m.

AN : **V=4.59m/s**

Fr=0.827

$1/3Fr=0.403$ donc $tg(\alpha) < \frac{1}{3F}$ la condition est vérifié

- **Calcul de la profondeur à la fin du convergent :**

La section d'écoulement intermédiaire entre le convergent et le coursier est une section de contrôle.

Le tirant d'eau dans cette section est égal à la profondeur critique. C'est un changement du type d'écoulement du fluvial à l'écoulement torrentiel.

Chapitre. IV Etude des variantes de l'évacuateur de crue

Par une application numérique dans la formule de la profondeur critique

$$h = h_c = \sqrt[3]{\frac{1}{9.81} \times \left(\frac{q}{b}\right)^2}; \text{(IV.89)}$$

AN :hc=4.36 m

- **La vitesse à la sortie du convergent :**

$$V = \frac{Q}{l_2 \times h} \quad \text{AN : } V=6.56 \text{ m/s}$$

4- Coursier

Le coursier fait suite au chenal d'écoulement et conduit l'eau du convergent au bassin de dissipation. Il est fortement conseillé de lui donner une section rectangulaire ce qui assure un écoulement régulier

Tableau IV.9. Différents paramètres de calcul de la ligne d'eau.

Débits (m ³ /s)	hc (m)	Largeur (m)	Longueur (m)	Pente (%)	Strickler m ^{1/3} /s	hn (m)
1086.16	4.36	38	240	13	71	1.095

- **Calcul de la pente critique**

$$I = \frac{q^2}{S^2 C^2 R}$$

AN :hc= 4.36 m

Sc=165.68 m²

Pc=46.72 m

R=3.546 m

Cc=88.206

Ic=0.15 % <Icoursier.

Le calcul été effectué à l'aide d'un logiciel CANAL21 les résultats de calcul sont

Chapitre. IV Etude des variantes de l'évacuateur de crue

Représentés dans le l'annexe IV.9. Et le graphique de la ligne d'eau représente dans Figure.IV.16.

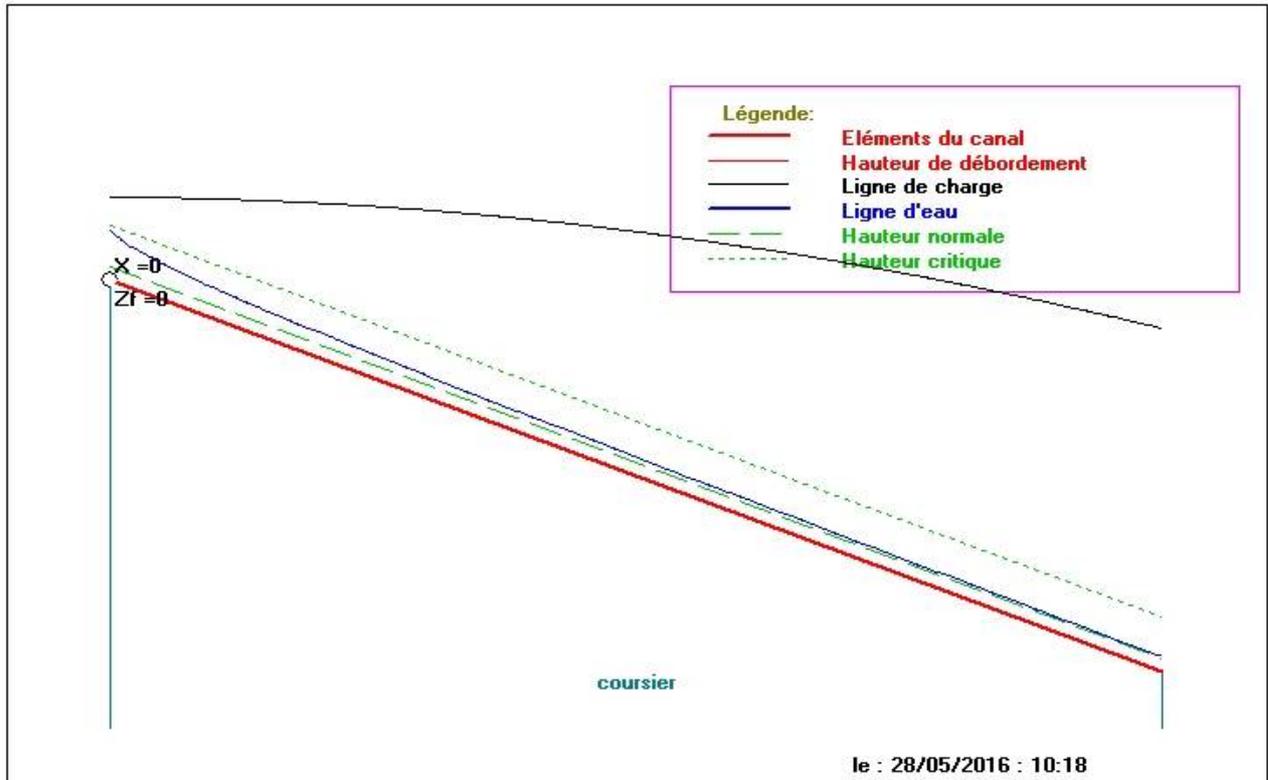


Figure IV.17.la ligne d'eau dans le coursier

Connaissant le débit, la largeur du coursier et le tirant d'eau, on peut calculer la vitesse D'écoulement à la sortie du coursier et le nombre de Froude :

D'après le tableau dans (L'ANNEXE N° IV. Tableau 04) la valeur qu'on doit adopter est : **y=1.262m.**

$$\mathbf{Fr} = \frac{V}{\sqrt{2gy}}$$

Avec : Fr : nombre de froude

V : la vitesse à la sortie de coursier $\mathbf{V} = \frac{Q}{S}$

AN : V=22.649 m/s

$$\mathbf{Fr} = 6.438$$

5- Dissipateur d'énergie [9]

L'énergie obtenue à la fin du coursier et qui est due à la grande vitesse de l'écoulement doit être dissipée en aval afin de protéger les berges et même le corps du barrage contre l'érosion régressive qui peut apparaître.

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

Froude est supérieur à 4.5 et cela veut dire que le ressaut va se produire nettement.

La mise en place des blocs, de déflecteur permettent de raccourcir le bassin et évite le déplacement du ressaut à l'aval. La vitesse d'entrée peut dépasser les 15 m/s, alors on est appelé à utiliser un bassin de type III. L'annexe (IV-6) .

Le nombre de Froude indique nettement qu'il y'a formation de ressaut dont il faut déterminer les profondeurs conjuguées et la longueur du bassin pour s'en servir au dimensionnement des blocs chicanes.

Pour notre cas :

Fr=7.34 >4.5 D'après les tests réalisés par (USBR) « The Bureau Of Réclamation » on a choisi un bassin de **type III**

➤ Détermination des caractéristiques du bassin :

- On calcule la hauteur conjugué (Y_2) :

$$\frac{Y_2}{Y_1} = \frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8F_r^2} - 1)$$

On a $\frac{Y_2}{Y_1} = 8.61$ donc $Y_2 = 10.86$ m

- On détermine Longueur de bassin de dissipation :

$$\frac{L}{Y_2} = 4.1$$

AN :

$L = 44.526$ m

On prend

$$L_{\text{Bassin}} = 45 \text{ m}$$

Avec :

Y_1 : Tirant d'eau avant le ressaut.

Chapitre. IV Etude des variantes de l'évacuateur de crue

Y_2 : Tirant d'eau après le ressaut.

L : Longueur du ressaut.

- Dimensionnement des blocs de chute :

$$h_1 = a_1 = e_1 = y_1 = 1.262 \text{ m}$$

Avec :

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 successifs.

$$\text{Le nombre des blocs de chute} = \frac{38}{2 \times 1.262} = 15.05 \text{ blocs}$$

Le nombre des blocs de chute : 16 blocs

- Dimensionnement du seuil denté :

- Hauteur du seuil denté (h_2) :

$$h_2 = 0,2 y_2 = 2,1 \text{ m}$$

- Epaisseur du seuil denté (a_2) :

$$a_2 = 0,15 y_2 = 1,55 \text{ m}$$

- L'espacement entre deux seuils dentés successifs (e_2) :

$$e_2 = 0,15 y_2 = 1,55 \text{ m}$$

$$\text{Le nombre des seuils dentés } n = \frac{b}{2Y_1} = 11.515 \text{ seuils dentés}$$

Le nombre des seuils dentés : $n=12$ seuils dentés

6- Canal de restitution :

Le canal de fuite de section trapézoïdale avec un talus 1/1, a pour rôle de conduire l'eau après sa dissipation au cours d'eau naturel.

➤ La hauteur critique :

$$h_{cr} = \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0.015 \times \sigma_{cr}^2\right) \times K ;$$

$$\text{Avec : } K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \times b^2}} \text{ AN : } k = 4,36$$

$$\sigma = \frac{K \times m}{b} \sigma = 0,114$$

$$h_{cr} = 4.19$$

$$\text{➤ Pente critique : } I_{cr} = \frac{Q^2}{S_{cr}^2 \times C_{cr}^2 \times R_{cr}} ; (\text{IV.90})$$

$$\text{Avec : } S_{cr} = m \times h_{cr}^2 + b \times h_{cr}$$

Chapitre. IV Etude des variantes de l'évacuateur de crue

$$P_{cr} = b + h_{cr} \times 2 \times \sqrt{1 + m^2}$$

$$R_{cr} = \frac{S_{cr}}{P_{cr}}$$

$$C_{cr} = \frac{1}{n} \times R_{cr}^{1/6}$$

AN: $S_{cr} = 176,966743 \text{ m}^2$

$p_{cr} = 43,93 \text{ m}$

$R_{cr} = 4,03 \text{ m}$

$C_{cr} = 90,09$

$I_{cr} = 0,0012 \text{ m/m}$

➤ **La profondeur normale :**

Par itérations on a trouvé **hn=1.14 m**

Vitesse dans le canal :

$$V = \frac{Q}{S} = 18.27 \text{ m/s} .$$

7- Calcul de la hauteur des murs bajoyers :

Les murs bajoyers assurent l'acheminement régulier des eaux sans débordement, vers l'aval et même servent à maintenir les terres tout autour du coursier et du déversoir.

a-Hauteur des murs à l'entrée du déversoir :

On a :

$$hm = h_0 + r$$

hm : Hauteur des murs bajoyers en (m).

h₀: charge d'eau (m) $h_0 = P + H_d$

hm = 6,34m On prend **hm=7m**

b-Hauteur des murs du chenal :

Sur le long du chenal d'écoulement, la hauteur des bajoyers doit atteindre la crête du barrage.

La hauteur du mur bajoyer pour le chenal d'écoulement atteint la crête du barrage. D'après le calcul hydrologique, on a:

$$hm = NPHE - NNR + R = 4.55 \text{ m}.$$

c-Le coursier :

Du point de vue hydraulique, la hauteur des parois latérales est déterminée de la manière suivante:

Chapitre. IV Etude des variantes de l'évacuateur de crue

$$h_m = h + BL ;$$

Avec : BL = hauteur libre (entre 0.5 et 1.0 m).

r : Le tirant d'eau

-Hauteur du mur au début du coursier h_m :

Hauteur au début du coursier : $h_m = h + r$

Ou : h_m : hauteur du mur bajoyer ;

r : revanche de sécurité donnée par : $r = 0.61 + 0.14V^{1/3}$

V : la vitesse du niveau de la section de contrôle $V = 7.146$ m/s ;

AN : $r = 1.38$ m ; $h_m = 6$ m

-Hauteur du mur à la fin du coursier :

Hauteur à la fin du coursier:

Ou procède de même manière que précédemment. $V = 24.7$ m/s

AN : $r = 1.01$ m ; $h_m = 3$ m

d-Le bassin de dissipation :

AN : $r = 0.849$; $h_m = 12.228$ m

8- Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier :

➤ Vérification de l'apparition des vagues roulantes :

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

$$\frac{b}{h} < \left. \begin{array}{l} (10 \div 12) \\ \end{array} \right\}$$

$$F^2 < 40$$

Avec :

b : Largeur du coursier,

r : Profondeur d'eau minimale dans le coursier

F : Nombre de Froude.

$$\left\{ \frac{b}{h} > 10 \right.$$

$$F^2 = 6,43^2 > 40$$

Chapitre. IV Etude des variantes de l'évacuateur de crue

Les deux conditions ne sont pas vérifiées, le risque d'apparitions de vagues roulantes n'est pas à écarter. Il y'a lieu alors de prendre les précautions constructives nécessaires pour éviter les affouillements à l'aval ainsi que les déferlements de vagues sur les murs bajoyers, il est nécessaire d'augmenter la rugosité artificielle.

Tableau IV.10.Récapitulatif des résultats

Les différentes dimensions		Les dimensions
Déversoir		
	Largeur du seuil déversant	75 m
	Charge déversant	3.54 m
Chenal d'écoulement		
	Largeur	80
	Longueur	55 m
Coursier		
	Largeur	38 m
	Longueur	240 m
Bassin de dissipation		
	Type du bassin	Bassin à ressaut type III
	Longueur	45 m
	Largeur	38 m
Murs bajoyers		
	Chenal	5.5 m
	Coursier	Varie de (6+3) m
	Bassin de dissipation	12m

IV.4.Choix de la variante la plus favorable

- Le choix de la variante la plus favorable est basée sur plusieurs critères : le rendement de l'ouvrage, la stabilité, la difficulté et les exigences de réalisation et d'entretien, le coût et la durée de réalisation.
- Les conditions topographique et géologique sont favorables pour les deux variantes.
- Pour la deuxième variante (évacuateur en puits +évacuateur frontal) : les évacuateurs en puits (tulipes), le colmatage peut conduire à l'obstruction totale si le diamètre du puits est plus faible que la dimension des corps flottants. Ce risque doit être évalué dans une étude particulière.

Chapitre. IV Etude des variantes de l'évacuateur de crue

Dans la zone de passage du tronçon transitoire au puits, une dépression considérable apparaît, et dans la galerie de fuite des régimes transitoires défavorables peuvent avoir lieu. Sur la surface du coude peut apparaître une dépression considérable, et pour sa diminution jusqu'aux limites admissibles, il faut un grand rayon du coude, ce qui aboutit à des solutions non constructives

L'évacuateur latéral à entonnement frontal est déconseillé car il est :

- Difficile à réaliser surtout pour les barrages en terre
- Un ouvrage coûteux par le volume de béton pour le déversoir
- Un volume de terrassement important pour l'installation du chenal d'écoulement et du déversoir à cause de la largeur de cette dernière égale à 75 m

-Pour la première variante ; L'évacuateur latéral n'est pas sensible au changement de débits, c'est-à-dire que le changement de régime d'écoulement sera impossible. De plus il s'agit d'une construction absolument simple tant pendant sa construction qu'au cours de son exploitation. En ce qui concerne l'évacuateur en puits sa construction exigera des coffrages très spécifiques et compliqués.

Par comparaison des deux variantes, l'évacuateur latéral présente un avantage important du point de vue sécurité hydraulique et les conditions géologique et géotechnique sont plutôt en faveur de l'évacuateur de surface, pour ce qui est de l'évacuateur en puits, le percement des galeries avec son grand diamètre dans le flanc gauche, constitué d'un rocher parfois très fracturé, peut poser des problèmes d'exécution importants, conduisant à des augmentations de coût et de durée de travaux (Les conditions d'excavations en galerie sont très difficiles et exigeront que les travaux progressent lentement par courts tronçons y compris les travaux d'étalement parallèles) .

Conclusion :

Du point de vue économique et technique la variante choisie est un évacuateur latéral à entonnement latéral est le plus favorable pour un barrage en terre, donne un bon rendement moins coûteux (de point de vue béton et terrassement) et facile à réaliser par rapport à l'évacuateur frontal et en puits.

CHAPITRE V
ETUDE
GENIE CIVIL

Chapitre. V Etude Génie Civil

Introduction

Dans le présent chapitre, nous allons calculer les armatures nécessaire pour l'évacuateur de crues afin qu'il résiste aux différents charges exercés : la poussé des terres, la poussée hydrodynamique de l'eau, le poids propre de la structure,...etc

L'évacuateur de crue sera constitué de béton armé. Le béton armé est constitué du béton et aciers.

Le béton est un matériau peu cher, qui résiste bien à la compression et mal a la traction.

Le béton se compose de : l'eau, les granulats (sable et gravier), ciment et adjuvants qui sont des produits chimiques qui peuvent jouer différents rôles : ça pourra être des fluidifiants (il rend le fluide liquide) , retardataire de prise (il retard le durcissement du béton) et accélérateurs de prise (il accélère le durcissement du béton). Il existe aussi des adjuvants appelés hydrofuges qui permettant au béton d'être imperméable.

V.1.Principe de calcul génie civil

Le calcul de génie civil doit passer par le procède suivant:

V.1.1.Calcul de stabilité

Avant de faire les calculs béton armé, il faudra vérifier la stabilité de l'ouvrage.

Il faudrait que ces trois stabilités soient vérifiées :

- Stabilité au renversement.
- Stabilité au poinçonnement.
- Stabilité au glissement.

V.1.1.1.Stabilité au renversement

Le principe est de vérifier au l'ouvrage ne tourne pas autour de l'arrête A (voir la figure ci-dessous) ; sous l'effet des forces horizontales.

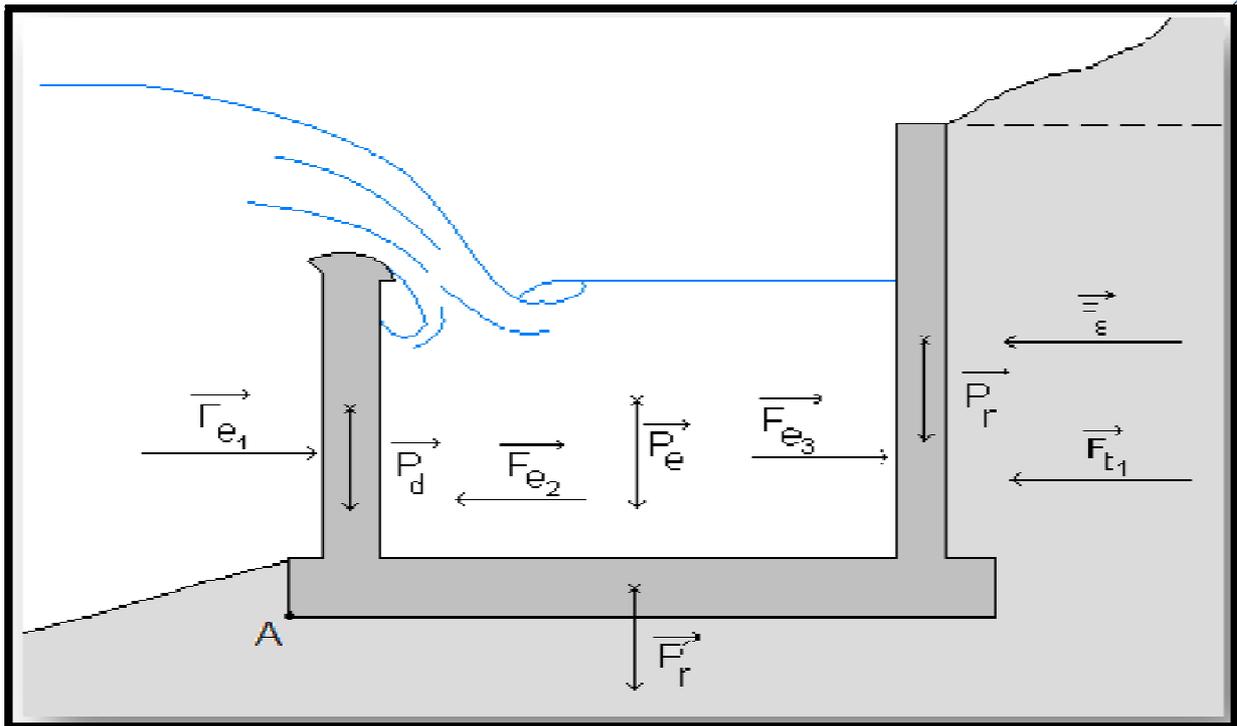


Figure V.1. Les charges exercés sur l'évacuateur de crues

➤ **Les forces verticales :**

P_e : Poids de l'eau sur le radier.

P_d : Poids propre du seuil déversant.

P_r : Poids propre du rideau.

P'_r : Poids propre du radier.

➤ **les forces horizontales :**

Le rideau crée une force horizontale qui a tendance à renverser l'ouvrage. si l'ouvrage est en service (cas d'évacuation des eaux) ; des forces d'hydrodynamique s'exercent sur le rideau et le seuil déversant (dans les deux cotés) ont un résultante dirigés vers le sens inverse de celle de la poussée des terres, c'est-à-dire que la poussée de l'eau est une force stabilisatrices. D'où l'ouvrage subit un risque de renversement s'il n'ya pas de l'eau.

Les forces horizontales sont :

F_{e1} et F_{e2} : poussée de l'eau sur le seuil déversant des deux cotées.

F_{e3} : poussée de l'eau sur le rideau.

F_{t1} : Force résultante due à la poussée des terre égales a l'air du diagramme des pressions .

Le centre d'application de cette force est le centre de gravité du triangle de pression.

Chapitre. V Etude Génie Civil

F_s : force due à la surcharge.

Le principe de vérification de la stabilité au renversement est de vérifier que :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 3; (V.1)$$

Avec :

3 : Coefficient de sécurité donnée par le règlement B.A.E.L.(béton armé états limites)

M_s : moment stabilisateur

M_r : moment renversant ; sommes des moments des forces horizontales par rapport à A.

V.1.1.2.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 du radier.

Le principe de Stabilité au poinçonnement :

Le calcul des contraintes exercé par l'ouvrage sur le sol : sous l'effet des forces verticales et horizontales, il va créer des contraintes et à la base du radier.

Le signe positif des moments le sens des aiguilles d'une montre.

On a:

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + 6 \frac{M_G}{b \times B^2}; (V.2)$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - 6 \frac{M_G}{b \times B^2}; (V.3)$$

Avec :

N : Somme des forces verticales.

M_G : Somme des moments des forces verticales et horizontales par rapport à G.

b : Longueur transversale du radier (on prend 1m).

B : Largeur du radier.

$S=b.B$: Surface de la base du radier ;(V.4)

Les conditions qui doivent être vérifiées pour que

L'ouvrage soit stable au poinçonnement sont :

$$\sigma_1 \text{ et } \sigma_2 \geq 0 \text{ bars}; (V.5)$$

$$\sigma_1 \text{ et } \sigma_2 \leq \overline{\sigma}_{sol}; (V.6)$$

Avec :

$\overline{\sigma}_{sol}$: est la contrainte maximale que peut supporter le sol qui supporte la base du radier,

Ce paramètre se détermine par les essais in situ :

- Pénétromètre dynamique.
- Pénétromètre statique.
- Préssiomètre.

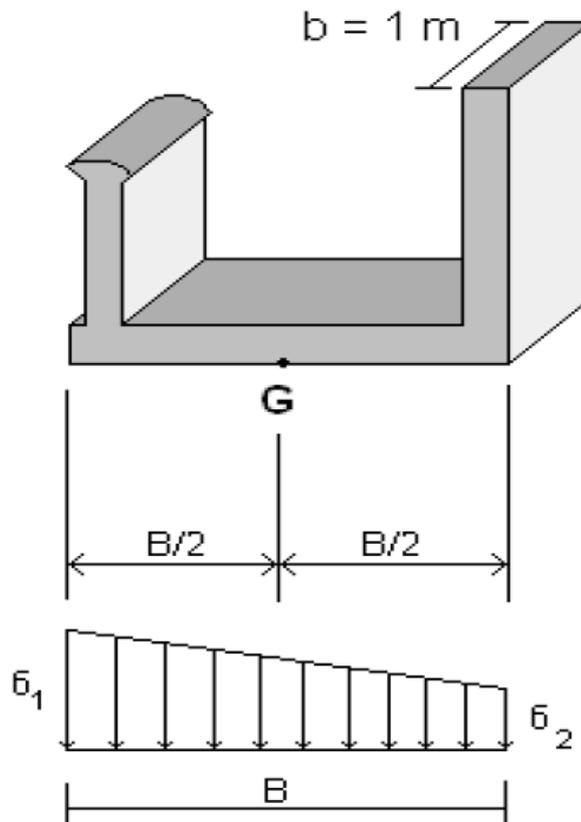


Figure V.2. Schéma du diagramme des contraintes créé.

V.1.1.3. Stabilité au glissement :

Le principe est de vérifier que sous l'action des forces existantes (horizontales et verticales) l'ouvrage ne glisse pas.

Le principe de Stabilité au glissement :

Pour vérifier la stabilité au glissement il faut vérifier la condition suivante :

$$\frac{\sum F_v}{\sum F_h} \leq f; (V.7)$$

Avec :

f : un coefficient de glissement sol/béton $0.4 \leq f \leq 0.6$

$\sum F_H$: La somme des forces horizontales

$\sum F_v$: La somme des forces verticales.

Remarque :

Si cette condition n'est pas vérifiée, nous pouvons mettre une bèche sous le rideau comme le montre la figure suivante :

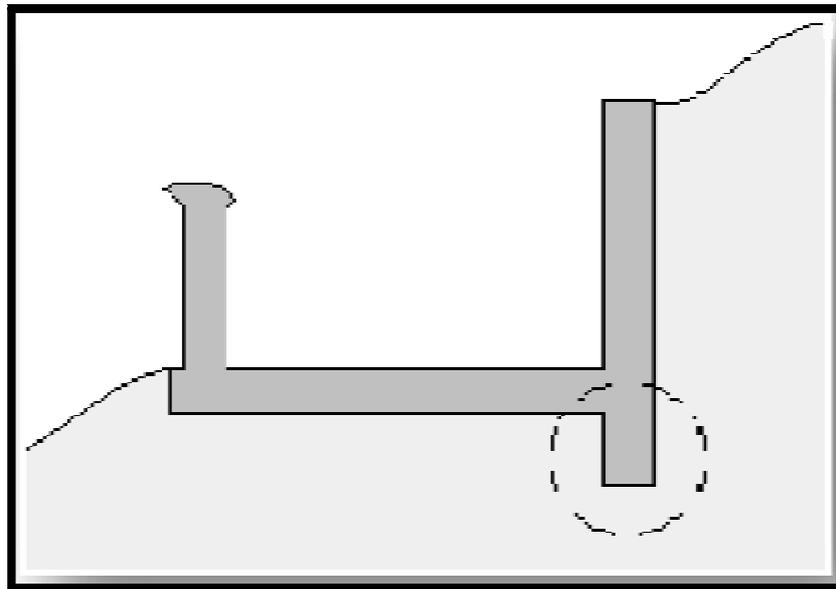


Figure V.3.Schéma du diagramme des contraintes créé.

V.2.Prédimensionnement :

Le pré-dimensionnement permet de connaître a priori des dimensions des éléments de l'ouvrage celle-ci ne soit pas définitives, seuls les calculs nous donnent les dimensions définitives.

V.2.1.Férrailage des éléments

V.2.1.1.Férrailage du rideau

Le rideau est considéré comme une poutre encastrée dans le radier et soumise à :

- Poussées dues aux terres
- Poussée due à la surcharge
- Poussée hydrodynamique de l'eau.

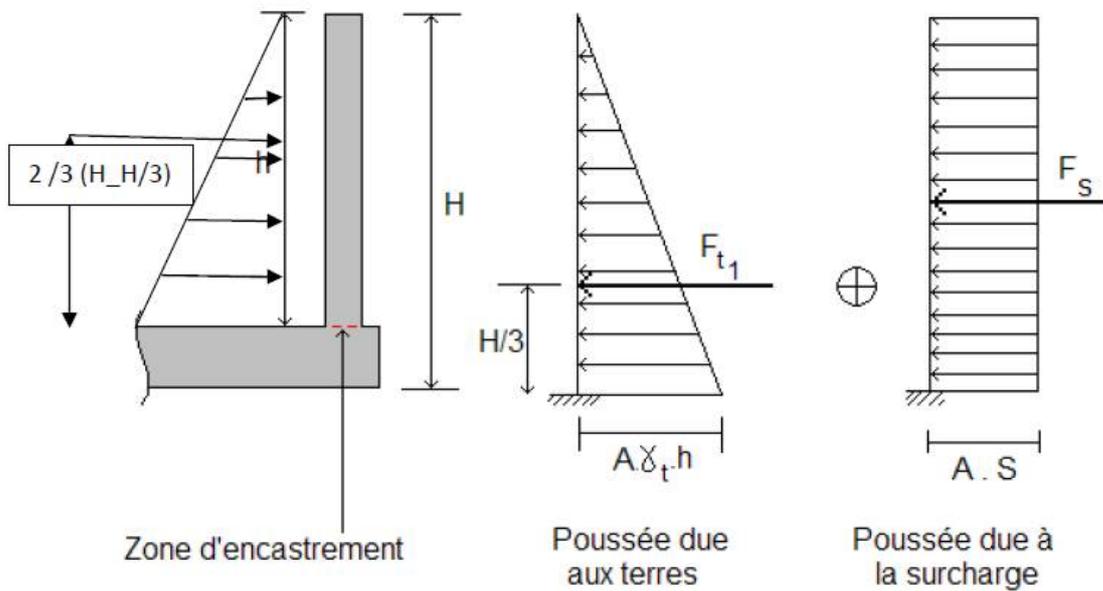


Figure V.4. Diagramme des contraintes.

φ : L'angle de frottement interne.

γ_t : Poids volumique des terres

S: Surcharge.

h : hauteur du rideau à partir de la base du radier.

Soient :

Ft: Force résultante due à la poussée des terres = aire d'un triangle

$$F_t = 1.35 A \gamma_t h \frac{h}{2} = 1.35 A \gamma_t \frac{h^2}{2}; (V.8)$$

Ft Est appliquée à h/3 de la base de la radier.

Fs: Force résultante due à la poussée de la surcharge = aire d'un rectangle

$$F_s = 1.5 A.S.h \quad ; (V.9)$$

Fs Est appliquée à h/2 de la base du radier.

Le moment résultant égal à :

$$M = F_t \frac{h}{3} + F_s \frac{h}{2}; (V.10)$$

M est le moment de Fs et Ft par rapport à la base du rideau (zone d'encastrement rideau-radier)

$$M = 1.35 A \gamma_t + 1.5 A S \frac{h^2}{2}; (V.11)$$

Chapitre. V Etude Génie Civil

On calcul les aciers a la base du rideau pour une section rectangulaire avec une longueur de 1m. L'enrobage des aciers est principal à 3 cm au minimum.

Remarque :

Pour économiser les aciers, nous calculerons le moment d'encastrement à la base durideau et le moment à la moitié de la hauteur du rideau et nous supposerons que la partie durideau qui se trouve au-dessus de $\frac{h}{2}$ est encastree dans la partie qui se trouve au-dessus ($M_{h/2}$)

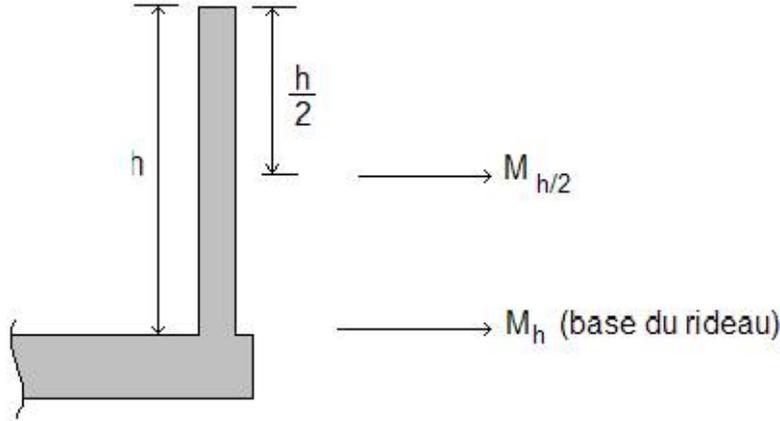


Figure V.5 : les moments agissent dur le rideau

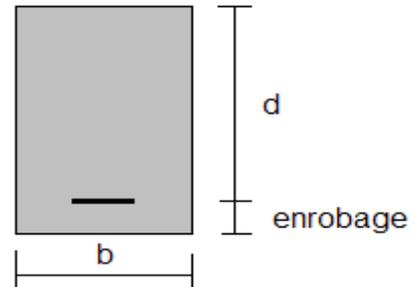
➤ **Calcul des acier**

Calcul des aciers :

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_{bc} \times b \times d^2}; (V.12)$$

$\bar{\sigma}_{bc} = 142 \text{ bars}$: Contrainte admissible du béton en

Compression.



$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} \quad ;(V.13)$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha \quad ;(V.14)$$

$$A = \frac{M}{\beta d \sigma_s} \quad ; \text{en cm}^2 \quad ;(V.15)$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad ; \text{en bars.} \quad ;(V.16)$$

f_e : Limite élastique des aciers utilisés = **4000 bars** pour les aciers tors.

γ_s : Coefficient de sécurité pour les aciers.

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1.15 \text{ Dans les calculs pour les cas courants.} \\ \gamma_s = 1 \text{ Calculs dans les cas accidentels.} \end{array} \right.$$

- Vérification de l'existence des aciers comprimés :

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} \quad \text{Et} \quad E_s = 2.1 \times 10^6 \end{array} \right. \quad ;(V.17)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha_l = \frac{3.5}{1000\varepsilon_l + 3.5} \end{array} \right. \quad ;(V.18)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_l = 0.8\alpha_l - 0.32\alpha_l^2 \end{array} \right. \quad ;(V.19)$$

Si $\mu < \mu_l \Rightarrow$ pas d'aciers comprimés.

Nous calculons le ferrailage du déversoir en suivant le même procédé du rideau sauf que les charges exercées sont différentes. Pour le déversoir, nous allons trois charges : le poids propre du déversoir et deux charges hydrodynamiques : la première s'exerce de l'extérieur vers l'intérieur ; c'est la poussée de l'eau déversée et l'autre s'exerce dans le sens contraire ; c'est la poussée de l'eau du chenal d'écoulement.

V.2.1.1.Ferrailage du radier :

Avant de calculer le ferrailage du radier, nous calculons les forces qui s'exercent sur la base du radier et les contraintes engendrées par la réaction des fondations.

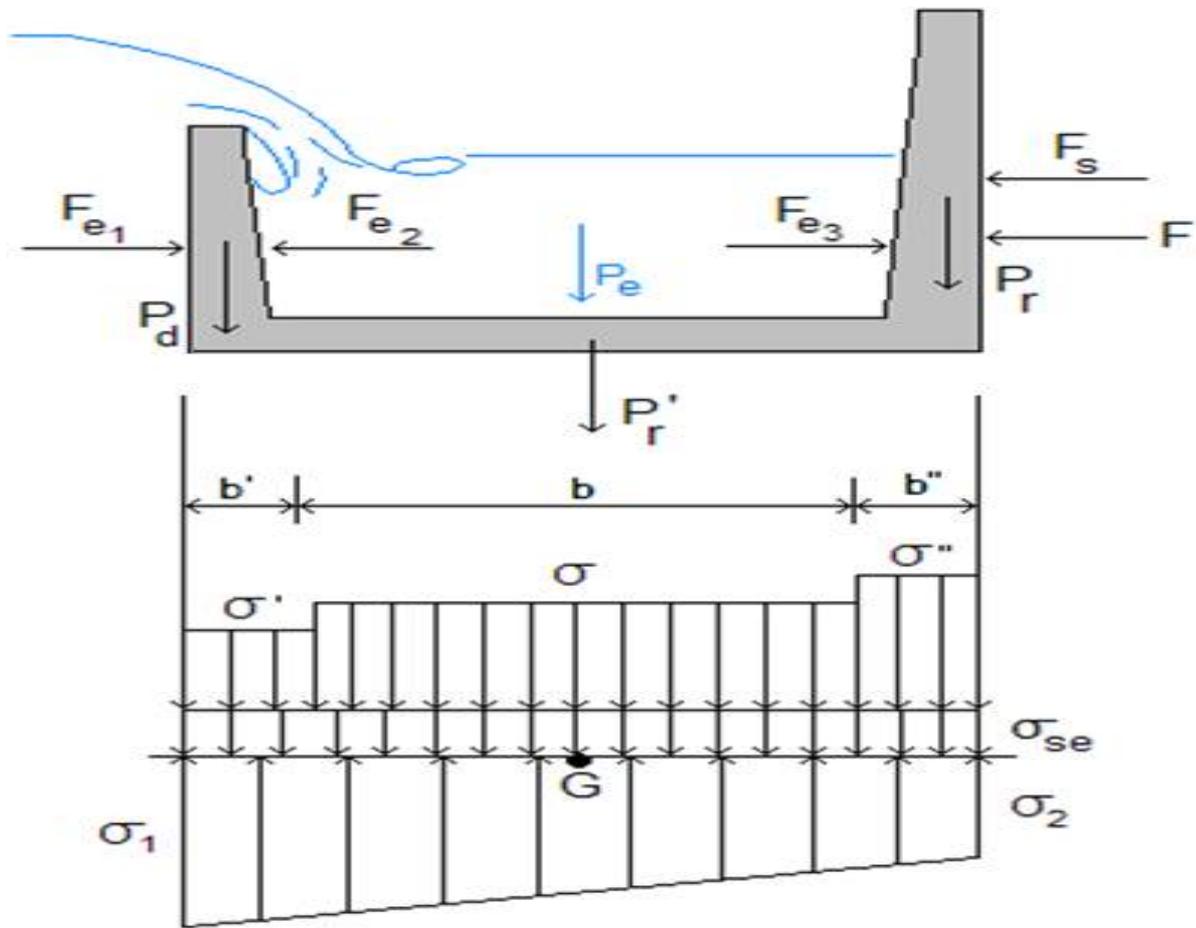


Figure.V.6 : Diagramme des contraintes qui s'exercent sur la base du radier

Les différentes charges verticales qui s'exercent sur le radier créent les contraintes σ, σ' et σ'' (en appliquant les coefficients de sécurité, 1.35 pour les charges permanentes et 1.5 pour les surcharges).

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma = \frac{1.5 P_e}{100 \times b} \quad ;(V.20) \\ \sigma' = \frac{1.35 P_d}{100 \times b'} \quad ;(V.21) \\ \sigma'' = \frac{1.35 P_r}{100 \times b''} \quad ;(V.22) \end{array} \right.$$

G : Centre de gravité de la semelle.

σ_{se} : C'est la contrainte due au poids propre du radier.

M'_G : Moment des forces verticales et horizontales / G.

$$N = 1.35(P_d + P_r) + 1.5 P_e \quad ;(V.23)$$

A la base du radier s'exercera alors des contraintes ascendantes dues à la réaction du sol qui sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = \frac{N}{100 B} + \frac{\sigma \times M'_G}{100 B^2} \\ \sigma_2 = \frac{N}{100 B} - \frac{\sigma \times M'_G}{100 B^2} \end{array} \right. ;(V.24)$$

$$;(V.25)$$

On calcul la force résultante, c'est l'air du diagramme des contrainte ascendant. On calcul le moment globale M_C du radier puis la section des aciers A.

On calcul les aciers minimum :

$$A_{min} = \frac{0.5}{100} \times S \quad ;(V.26)$$

La section des aciers à prendre en considération est :

$$A = \max [A_{min}, A_{calculé}];(V.27)$$

Le coursier se compose d'un radier et deux murs bajoyer considéré comme des consoles encastrées dans la surface supérieure du radier. Le calcul des murs bajoyer se fait pour un cas critique : c'est là où le coursier est au repos c'est-à-dire que pas de déversement et la poussée de l'eau est nulle, il reste que la poussée des terres. Le bassin de dissipation se ressemble au coursier.

Les blocs de chute sont considérés comme des consoles encastrées dans le radier du coursier. Les charges exercées sur un bloc de chute sont : le poids propre du bloc et la force hydrodynamique de l'eau. La section d'encastrement est subit à la traction du côté poussée de l'eau et à la compression de l'autres côté. D'où on aura une seule nappe des armatures verticales pour consolider les fibres qui ont en traction.

Le seuil terminal est aussi considéré comme une console encastrée dans le radier du bassin de dissipation. Elle subit aussi au poids propre du béton armé et la poussée de l'eau.

V.3.résultats de calcul

V.3.1.Prédimensionnement

Les dimensions principales de l'évacuateur sont données par les calculs du chapitre précédant. On propose des épaisseurs pour le radier, le déversoir 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.

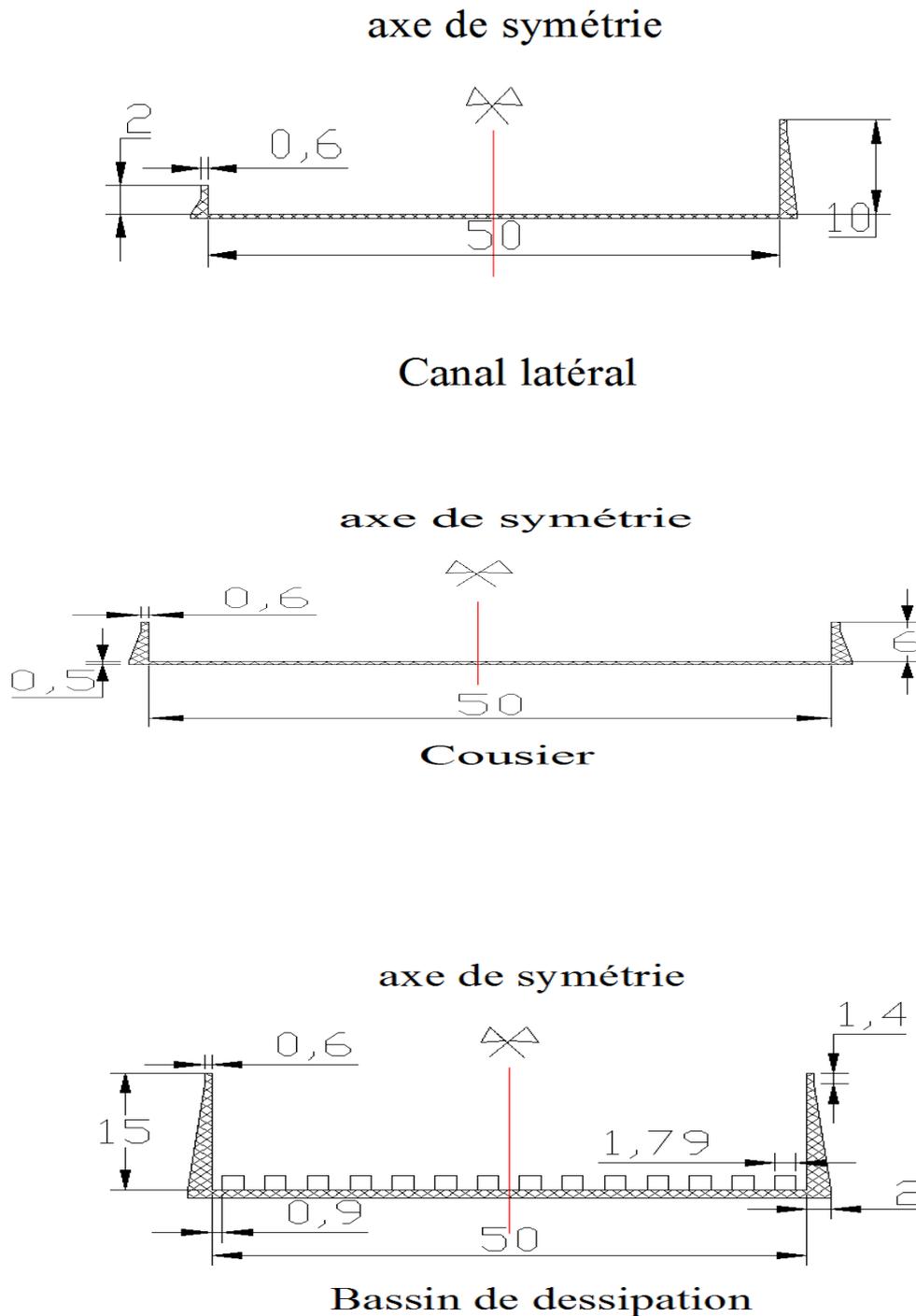


Figure.V.7.Prédimensionnement des différents éléments de l'évacuateur de crue.

Chapitre. V Etude Génie Civil

V.3.2.Calcul de stabilité

V.3.2.1.Canal latéral

Stabilité au renversement

Les forces verticales

$$P_e = 709.425 \text{ KN}$$

$$P_d = 148.325 \text{ KN}$$

$$P_r = 389.182 \text{ KN}$$

$$P_r = 389.182 \text{ KN}$$

$$P_r' = 577.892 \text{ KN} \quad F_s = 92.89 \text{ KN}$$

Les forces horizontal

$$F_{e1} = 480.133 \text{ K}$$

$$F_{e2} = 62.76 \text{ KN}$$

$$F_{e3} = 62.762 \text{ KN}$$

$$F_{t1} = 650.125 \text{ KN}$$

Les moments :

$$M_s = 23382.16 \text{ KN.m}$$

$$M_r = 2946.23 \text{ KN.m}$$

$M_s/M_r = 7.936 \text{ KN.m} > (1.5-3.5)$ donc le canal latéral est stable au renversement

Stabilité au glissement :

$$\sum F_v = 1824.824 \text{ KN}$$

$$\sum F_H = 1058.39 \text{ KN}$$

$$\sum F_H / \sum F_v = 0.58 < 0.6 \quad \text{donc le canal latéral est stable au glissement}$$

Stabilité au poinçonnement :

$$M_G = 4.84 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = 0.63 \text{ bar} > 0$$

$$\sigma_2 = 0.49 \text{ bar} > 0$$

$\sigma_1 < \sigma_{sol} = 0.75 \text{ bar}$. donc le canal latéral est stable au poinçonnement

V.3.2.2.coursier.

Stabilité au renversement :

$$M_s = 1254.85 \text{ KN.m}$$

$$M_r = 340.13 \text{ KN .m}$$

$M_s/M_r = 3.689 > (1.5-3.5)$. Donc le coursier est stable au renversement

Chapitre. V Etude Génie Civil

Stabilité au glissement :

$$\sum F_h = 40.14 \text{ KN}$$

$$\sum F_v = 160.32 \text{ KN}$$

$$\frac{\sum F_h}{\sum F_v} = 0.25 < 0.6 \text{ donc le coursier est stable au glissement}$$

Stabilité au poinçonnement :

$$N = 160.32 \text{ KN}$$

$$M_g = 5.75 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = 0.73 \text{ bars} > 0$$

$$\sigma_2 = 0.58 \text{ bars} > 0$$

$$\sigma_1 < \sigma_{sol} = 0.75 \text{ bars} \quad \text{donc le coursier est stable au poinçonnement}$$

V.3.2.3. Bassin de dissipation:

Stabilité au renversement :

$$M_s = 1463.06 \text{ KN.m}$$

$$M_r = 426.39 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_r} = 3.4 > (1.5 - 3.5) \text{ donc le bassin de dissipation est stable au renversement}$$

Stabilité au glissement :

$$\sum F_H = 79.34 \text{ KN}$$

$$\sum F_v = 179.16 \text{ KN}$$

$$\frac{\sum F_H}{\sum F_v} = 0.443 < 0.6 \text{ donc le bassin de dissipation est stable au glissement}$$

Stabilité au poinçonnement :

$$N = 179.16 \text{ KN}$$

$$M_g = 6.98 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = 0.69 \text{ bar} > 0$$

$$\sigma_2 = 0.6 \text{ bar} > 0$$

$$\sigma_1 > \sigma_{sol}. \text{ Donc le bassin de dissipation est stable au poinçonnement}$$

V.3.2.Calcul de ferrailage

Il est quasiment impossible de calculer un ouvrage manuellement, l'aide d'ordinateurs et de logiciels de calcul est devenue indispensable. Dans notre cas, on va utiliser le logiciel **ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2016**.

V.3.2.1.le canal latéral

Tableau .V.1: Ferrailage du canal latéral

		Radier	Mur bajoyer	Déversoir
Les aciers tendus (cm^2)		17.50	19.63	19.86
	Le diamètre (mm)	16	16	16
	Le nombre des barres / m	9	10	9
	L'espacement (cm)	11	12.5	12.5
Les aciers comprimés (cm^2)		12.96	Pas d'aciers comprimés	9.83
	Le diamètre (mm)	14		12
	Le nombre des barres / m	9		9
	L'espacement (cm)	11		11
Les aciers de répartition				
	Le diamètre (mm)	10	10	10
	L'espacement (cm)	20	20	20

V.3.2.2. Le coursier

Les résultats des calculs sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.2: Ferrailage du coursier.

		Radier	Mur bajeoye (rive gauche)	Mur bajeoye
Les aciers tendus (cm^2)		22.53	18.47	18.47
	Le diamètre (mm)	20	16	16
	Le nombre des barres / m	7	8	8
	L'espacement (cm)	17	14.5	14.5
Les aciers comprimés (cm^2)		19.72	Pas d'aciers comprimés	
	Le diamètre (mm)	16		
	Le nombre des barres / m	9		
	L'espacement (cm)	12.5		
Les aciers de répartition				
	Le diamètre (mm)	10	10	10
	L'espacement (cm)	20	20	20

V.3.2.3. Le bassin de dissipation

Les résultats des calculs sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau 2.4.3 : Ferrailage du bassin de dissipation.

		Radier	Mur bajoyer (rive gauche)	Mur bajoyer (rive droite)
Les aciers tendus (cm^2)		18.56	16.32	16.32
	Le diamètre (mm)	16	16	16
	Le nombre des barres / m	9	8	8
	L'espacement (cm)	11	12.5	12.5
Les aciers comprimés (cm^2)		15.43	Pas d'aciers comprimés	
	Le diamètre (mm)	14		
	Le nombre des barres / m	10		
	L'espacement (cm)	10		
Les aciers de répartition				
	Le diamètre (mm)	10	10	10
	L'espacement (cm)	20	20	20

V.4. Compositions du béton et contrôle de qualité :

Le béton est constitué des éléments suivants dans des proportions bien étudiées et cela suivant la nature des composants et de la destination, c'est-à-dire de la nature de l'ouvrage à réaliser.

L'évacuateur de crues est en contact avec l'eau douce d'une manière non permanente. Il est construit en béton armé dosé généralement à 350 Kg/m³ de ciment.

Les doses des différentes composantes du béton sont données :

- ◆ Ciment : 350 Kg/m³ de béton.
- ◆ Gravier : 800 Kg/m³ de béton.
- ◆ Sable : 400 Kg/m³ de béton.
- ◆ Eau : 170 Kg/m³ de béton.

Chapitre. V Etude Génie Civil

Les essais physiques, chimiques et mécaniques qui doivent être effectuées avant et pendant la mise en œuvre du béton pour les différentes composantes sont :

- Béton :
 - Essai d'écrasement (Résistance à la compression).
 - Essai de la résistance à la traction.
 - Essai de perméabilité.
- Gravier :
 - Essai de granulométrie par tamisage (Classification des granulats).
 - Essai de Los Angles (La dureté des graviers).
- Sable :
 - Essai de granulométrie par sédimentométrie.
 - Equivalent de sable.
- Ciment :
 - Essai de prise (Temps de début de prise et de fin de prise).
 - Essai de fissurabilité.
 - Essai de retrait et de gonflement.
 - Essai d'écrasement (La résistance à la compression).
- Eau :
 - Filtration (Le taux des matières en suspension).
 - Séchage (Le taux des sels).
 - Essai de l'acidité de l'eau.
 - Essai des sulfates en eau

Recommandations :

- La résistance admissible du béton doit dépassée 250 bars pour la compression
- Si le bétonnage se fait en été, on doit ajouter un adjuvant de type retardateur de prise pour éviter la diminution de l'eau dans le béton par l'évaporation et l'apparition des fissures.
- Le coffrage à utiliser est métallique parce qu'il a l'avantage de laisser une surface lisse après le décoffrage , en plus , un coffrage en bois absorbe une quantité d'eau et il ne peut pas assurer une bonne étanchéité ; c'est-à-dire on aura une perte de coulis de ciment.

- L'évacuateur de crue doit être réalisé sur une couche de béton de propreté de 10 cm d'épaisseur dosé de 150 Kg de ciment/m³ de béton. Le but de couche est d'éliminer la filtration de l'eau du béton lors de la mise en œuvre.

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons vérifié la stabilité des différents éléments de l'évacuateur de crue par le calcul de toutes les forces et les contraintes qui agissent sur notre ouvrage. Nous avons trouvé que l'ouvrage est stable à différentes actions de mouvement :

- Stabilité au renversement,
- Stabilité au glissement,
- Stabilité au poinçonnement.

Nous avons calculé aussi le ferrailage de l'ouvrage en utilisant le logiciel **ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2016**.

CHAPITRE VI
ETUDE
DES OUVRAGES
ANNEXES

Chapitre.VI.Etude des ouvrages annexes

Introduction

Les ouvrages annexes a pour but d'assurer les meilleurs conditions de travail dans le chantier.

Pour cela il faut mettre :

- Un dispositif qui a un rôle d'amortisseur des crues de chantier et sera devenir une galerie de vidange de fond au prochain temps. La conception de cette galerie comprendre une galerie d'accès au prise d'eau et une galerie de vidange en même temps.
- Un batardeau qui fait un obstacle devant les crues et pour les orienter vers la galerie, ce batardeau doit être réalisé comme un petit barrage avec les mêmes conditions de travail (compactage, revêtement, drainage) pour rester stable et étanche durant tout leur délai de service.

VI.1.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 moyend'un conduit en béton armé et des batardeaux en amont et en aval.

La dérivation provisoire donc, joue le rôle de dériver les eaux de la rivière afin deprotéger le chantier contre toute venue d'eau peut gêner les travaux ou provoquer desdégâts considérables.

Dans plusieurs cas la dérivation provisoire est accompagnée par un batardeau amontqui a plusieurs buts :

1. Permettre l'exécution des travaux de la dérivation sans être gêner.
2. Pour amortir au maximum toute crue.
3. Pour faciliter le cheminement des eaux.

Dans certains cas on a besoin d'un batardeau aval pour empêcher le retour des eaux vers le chantier, celui-ci est nécessaire lorsqu'il y'a retours des eaux La dérivation peut s'effectue en un seul ou plusieurs phases.

Chapitre.VI.Etude des ouvrages annexes

VI.1.1. Différents types d'ouvrages de dérivation [10]

Le choix de type de dérivation provisoire dépend des conditions suivantes :

- Géologie.
- Topographie.
- Hydrologique (débit à évacuer).
- Type du barrage et de l'évacuateur de crue.

Les ouvrages de dérivation se répartissent généralement en trois parties principales qui sont :

- les galeries.
- les conduites.
- les canaux.

Les galeries et les conduites ont les mêmes caractéristiques hydrauliques et différentes seulement par le fait que les conduites sont construites dans une fouille remblayée ultérieurement alors que les galeries sont creusées dans la rive.

a) 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 proprement dit.

b) 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 qu'ils jouent, car ceux-ci sont souvent utilisés comme ouvrages définitifs (vidange de fond).

c) 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.

VI.1.2. L'emplacement de l'ouvrage de dérivation :

L'emplacement est déterminé après une étude approfondie de la topographie de la géologie et de l'hydrologie de site.

Donc l'ouvrage doit être placé dans l'endroit le plus bas du site où la fondation est résistante, le tracé présente un trajet court qui nous permet la collecte et l'évacuation des eaux en toute sécurité.

Chapitre.VI.Etude des ouvrages annexes

VI.1.3. Choix de la variante de l'ouvrage de dérivation :

En fonction des conditions topographique, géologiques, géotechniques et hydraulique, la dérivation se fait par une galerie et deux batardeaux.

Vu les conditions topographiques du site de notre barrage, et vu les rapports géologiques, il est plus économique de projeter une galerie sous la digue, au milieu du barrage parallèlement à l'évacuateur de crue.

VI.1.4. Choix de la crue de dimensionnement

Parmi les nombreux facteurs qui conditionnent le choix de la crue de dimensionnement, le facteur technico-économique, la fiabilité des données, et les dommages qui peuvent arriver aux matériaux et aux matériels existants.

Le choix de la crue dépend du degré du risque admis en cas de dépassement de celle-ci, il intervient sur les dégâts qui peuvent être provoqués par une crue au cours de réalisation, sur le coût de l'ouvrage de dérivation et sur la durée d'exécution de l'aménagement.

Le plus souvent en Algérie, vu l'inexistence d'une loi ou d'une règle qui définisse le choix de la crue de dimensionnement, l'ouvrage de dérivation est dimensionné pour les crues dont les périodes de retour varient de 10 à 50 ans.

Pour le dimensionnement de la dérivation on a opté pour la crue de période de retour 10 ans dont le débit maximum probable est $Q = 832.06 \text{ m}^3/\text{s}$.

VI.1.5. Dimensionnement de la dérivation provisoire

Le dimensionnement de la galerie doit être fait d'une manière économique pour qu'elle puisse fonctionner comme vidange de fond et de prise d'eau lors de la mise en exploitation de l'ouvrage.

On mentionne que l'écoulement dans la galerie est un écoulement à surface libre qui passe en écoulement en charge.

- Le débit est donné par la formule suivante :

$$Q = \mu S \sqrt{2gZ}; \text{(VI.1)}$$

Avec : Q : débit évacué

S : section de la galerie ($S = \pi \frac{D^2}{4}$)

Chapitre.VI.Etude des ouvrages annexes

g : accélération de la pesanteur.

Z : charge $Z = H_{am} - H_{av}$ (à partir de la courbe de tarage)

H : hauteur d'eau devant la galerie

D : diamètre de la galerie

I : pente de la galerie ($I = 0.012$)

μ : coefficient de débit avec : $\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi i}}$; (VI.2)

$$\sum \xi i = \xi_{lin} + \xi_{sing}$$

$$\xi_{sing} = \xi_{entré} + \xi_{ortie}$$

Avec : $\xi_{lin} = \frac{\lambda L}{D}$ et $\lambda = \frac{125 n^2}{D^{1/3}}$

Tableau VI.1. coefficient de débit pour différents diamètre

D	λ	ξ_{lin}	$\sum \xi$	μ
7,5	0,01251639	0,69591114	1,04386671	0,4892687
8	0,01225	0,63853125	0,95779688	0,51077822
8,5	0,01200493	0,58894794	0,88342191	0,53094848
9	0,01177837	0,54573121	0,81859682	0,54987449
9,5	0,011568	0,50777424	0,76166136	0,56764599

Tableau VI.2. Calcul des débits pour les écoulements en charge :

D(m)	μ	S (m ²)	$\mu S \sqrt{2g}$	Z(m)	Q(m ³)
7,5	0,4892687	44,15625	95,694971	4,59+H	95,694971 \sqrt{Z}
8	0,51077822	50,24	113,666242	4,34+H	113,666242 \sqrt{Z}
8,5	0,53094848	56,71625	133,385737	4,09+H	133,385737 \sqrt{Z}
9	0,54987449	63,585	154,870161	3,84+H	154,870161 \sqrt{Z}
9,5	0,56764599	70,84625	178,132819	3,59+H	178,132819 \sqrt{Z}

VI.1.6.Laminage de crues de chantier :

Chapitre.VI.Etude des ouvrages annexes

A partir de l'hydrogramme de la crue de fréquence (5%) on calcule le volume de lacrué correspondant, et on tire toutes les hauteurs correspondantes à chaque volume de chaque heure jusqu'au temps de la montée ($t = 8.64$ h) de la courbe (capacité –hauteur).

Les résultats de calculs sont donnés dans le tableau (VI-2)

Tableau VI.3.Calcul de charge déversante.

t(h)	Q(m ³ /s)	Qmoy	V(Mm ³)	h(m)
0	0		-	-
1	11,15	5,575	0,02007	0,61
2	44,58	27,865	0,100314	3,06
3	100,32	72,45	0,26082	7,95
4	178,34	139,33	0,501588	10,61
5	278,66	228,5	0,8226	13,5
6	401,26	339,96	1,223856	15,63
7	546,16	473,71	1,705356	18,09
8	713,36	629,76	2,267136	20,06
8,64	832,06	772,71	2,781756	21,72

Tableau VI.4.résultats de calcul de laminage

D(m)	7.5	8	8.5	9	9.5
Z(m)	26.9	26.04	25.79	25.54	25.29
Q(m ³ /s)	490.664	580.032	677.384	782.669	895.815

VI.1.7.Etude d'optimisation [11]

Chapitre.VI.Etude des ouvrages annexes

a- Le batardeau

➤ Calcul de la revanche du batardeau

-Formule de Stevenson :

$$R=0.75 H_v + \frac{V^2}{2g}; (VI.3)$$

Avec : H_v ; hauteur des vagues (m) ; $H_v=0.75*0.34*\sqrt{f}-0.26\sqrt[6]{f}; (VI.4)$

f : fetch (f=1.4)

V : vitesse de propagation des vagues (m/s)

$$V=1.25+2 H_v$$

AN: $H_v=0.87$ m ; $V=0.895$ m/s ; $R=0.693$ m

- Formule de Mallet –Pacquant :

$$R=H_v + \frac{V^2}{2g}; (VI.5)$$

V : vitesse de propagation des vagues (m/s) ; $V=\frac{1}{2} + \frac{2}{3} H_v; (VI.6)$

H_v ; hauteur des vagues (m) ; $H_v=\frac{1}{2} + \frac{1}{3}\sqrt{f}; (VI.7)$

AN: $H_v=0.891$ m ; $V=1.094$ m/s ; $R=0.953$ m

- Formule simplifiée :

$$R=1.1+\sqrt{f}; (VI.8)$$

AN : $R=1.45$ m

Commentaire : Pour les mesures de sécurité on prend la valeur $R=1$ m comme revanche.

➤ Calcul de la largeur en crête du batardeau :

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

- Formule de KNAPPEN : $b=1.65 \sqrt{Hb}; (VI.9)$

Chapitre.VI.Etude des ouvrages annexes

- Formule de PREECE : $b=1.1 \sqrt{Hb}+1$;(VI.10)

- Formule simplifie : $b=3.6\sqrt[3]{Hb}-3$;(VI.11)

Tableau VI.5. Récapitulatif des hauteurs et largeur en crête.

D(m)	Hb(m)	largeur en crete b(m)			
		KNAPPEN	PREECE	simplifié	moyenne
7,5	16,9693	6,79697869	5,53131912	6,25103825	6,19311202
8	14,8353	6,35524227	5,23682818	5,845749	5,81260648
8,5	13,3204	6,02202532	5,01468355	5,53378289	5,52349725
9	12,2213	5,76823103	4,84548736	5,2922993	5,3020059
9,5	11,408	5,5729956	4,7153304	5,10411643	5,13081414

Commentaire :

On remarque que tous les formules pour des mesures de sécurité sont plus proche, donc on prend la valeur de: $b = 6$ m.

b- Calcul d'optimisation de la dérivation :

Le calcul est effectué par une méthode qui est basée sur la détermination des volumes du batardeau et de la galerie ainsi que sont équivalents en béton, ensuit tracé la courbe d'optimisation pour déterminer le diamètre optimal

Pour assurer un écoulement à surface libre dans la galerie, les dimensions doivent être telles que la hauteur d'eau pour la crue de projet soit comprise entre 0,7 et 0,8 fois le diamètre de la galerie, mais ils peuvent parfois s'éloigner des dimensions optimales du point de vue hydraulique, afin de permettre l'utilisation de coffrage ou de vannes normalisés.

• Hypothèses de calcul

- Ecoulement uniforme ;
- Pertes de charges sont calculées à l'aide de la formule de CHEZY.

Sur un plan topographique, on positionne la digue, les batardeaux, l'axe de la dérivation et les ouvrages d'entrée et de sortie pour avoir la longueur réelle.

Chapitre.VI.Etude des ouvrages annexes

La courbe de tarage nous donne les niveaux avals correspondants aux débits maximum et minimum Q_{max} et Q_{min} .

Le schéma suivant nous donne les différents paramètres pour cette méthode.

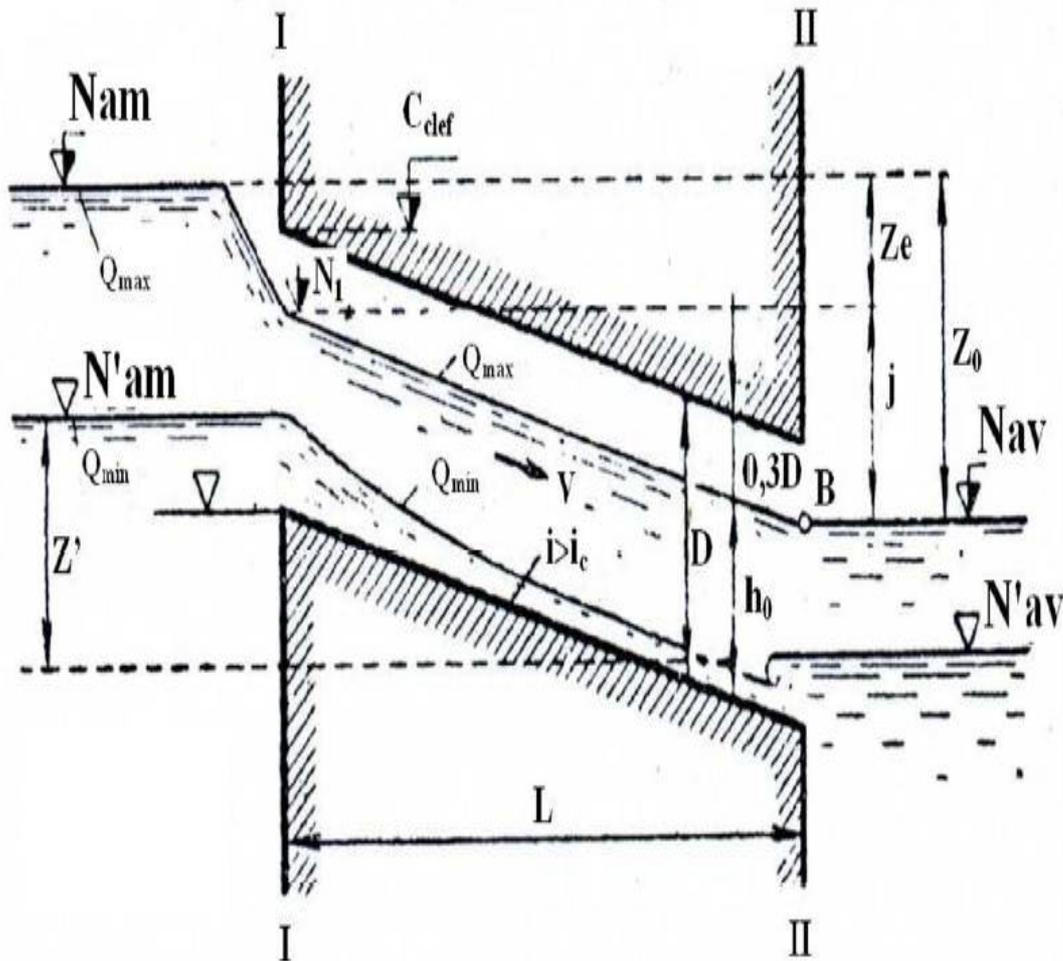


Figure.VI.1. Coupe longitudinale de la galerie de dérivation

Chapitre.VI.Etude des ouvrages annexes

N°	Désignation	VALEURS CALCULES				
		A-CALCUL HYDRAULIQUE				
1	Diamètre en m	7,5	8	8,5	9	9,5
2	Section du tunnel $A=\pi D^2/4$ (m ²)	44,16	50,24	56,72	63,59	70,85
3	Profondeur d'eau $h_0 = 0,7D$ (m)	5,25	5,6	5,95	6,3	6,65
4	Section mouillée $A1 = 0,74.A$ (m ²)	32,67	37,1776	41,97	47,05	52,43
5	Rayon hydraulique $Rh = 0,3D$ (m)	2,25	2,4	2,55	2,7	2,85
6	Coefficient de chezy $C = 1/n R^{1/6}$	81,76	82,64	83,49	84,28	85,051
7	Vitesse moyenne $V = Q_{\max}/A1$ (m/s)	9,76	8,58	7,60	6,77	6,08
8	Pente $i = V^2/C^2R$	0,006	0,0045	0,003	0,002	0,002
9	Perte de charge linéaire $hl = i.l$ (m)	2,64	1,87	1,36	0,999	0,74
10	P.d.C à l'entrée $Z_{\text{entr}} = V^2/2g\phi^2$ (m)	5,99	4,63	3,64	2,89	2,33
11	P.d.C total $Z_0 = Z_{\text{entr}} + hl$ (m)	8,63	6,51	4,99	3,89	3,08
12	N Amont $N = N_{\text{av}} + Z_0$ (m NGA)	42,46	40,34	38,82	37,72	36,91
13	N à entrer $NI = N_{\text{am}} - Z_{\text{entr}}$ (m NGA)	36,47	35,70	35,19	34,82	34,58
14	Cote du Seuil $C_s = NI - h_0$ (m NGA)	31,22	30,10	29,24	28,52	27,93
		B-VOLUMES DES TRAVEAUX				
15	$H_{\text{bat}} = N_{\text{am}} + R - C_s$	16,97	14,84	13,32	12,22	11,41
16	$S_{\text{bat}} F_{\text{bat}} = (1\phi + 3H_{\text{bat}}).H_{\text{bat}}$ (m ²)	688,02	544,51	452,58	391,06	348,37
17	Volume du bat $V_{\text{bat}} = L * F$ (m ³)	143795,49	102368,47	79202,51	66872,10	57132,10
18	Conversion en V_b $V'_{\text{bat}} = 0,1 V_t$	18413,16	20950,08	23650,67	26514,95	29542,89
19	Volume d'excavation du T $V_{\text{tun}} = L * A$	14379,55	10236,85	7920,25	6687,21	5713,21
20	Conversion en V_b $V'_{\text{tun}} = 1,5 V_{\text{bet}}$	27619,73	31425,12	35476,01	39772,42	44314,33
21	$\Sigma V' = V'_{\text{bat}} + V'_{\text{tun}}$	41999,28409	41661,9665	43396,2662	46459,6279	50027,5396

Chapitre.VI.Etude des ouvrages annexes

Tableau.VI.6.résultats de calcul d'optimisation

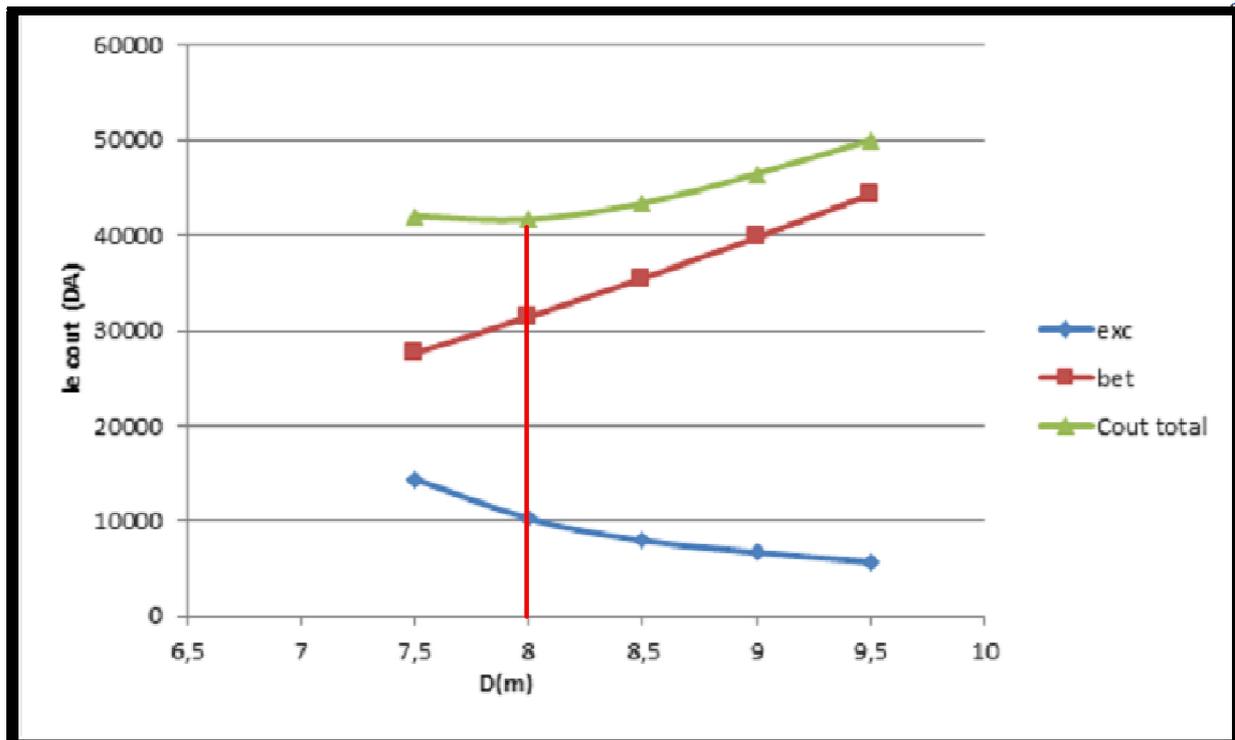


Figure VI.2 : courbes d'optimisation

D'après la courbe d'optimisation Figure VI.2 on remarque que le diamètre optimum est égal à 8m ce qui correspond à une hauteur du batardeau égal à **15 m**.

On estime que la hauteur du batardeau obtenue est raisonnable vis-à-vis la hauteur du barrage qui est ($H_b = 57.33\text{m}$). Le batardeau de 15 m de hauteur pour des raisons économiques sera constitué de mêmes matériaux que la digue.

VI.2.vidange de fond

C'est un ouvrage très important pour un barrage il a pour objectifs :

- Le contrôle du premier remplissage de la retenue.
- Permettre une vidange totale ou partielle de la retenue en cas d'avarie grave constatée sur les ouvrages et nécessitant de ce fait une intervention rapide.
- Vider la tranche morte en fin de saison d'utilisation des eaux stockées pour l'entretien de la retenue, ou bien pour la surveillance.
- Evacuer une partie des eaux pendant les crues exceptionnelles.
- L'évacuation des dépôts des sédiments pour éviter l'envasement du barrage et des prises d'eau.

Chapitre.VI.Etude des ouvrages annexes

- L'ouvrage de vidange est contrôlé par des vannes. Il n'est pas forcément conçu conjointement, il peut être combiné soit avec l'évacuateur de crue soit avec l'ouvrage de prise

VI.2.1. Différents types d'ouvrages de vidange

Il existe plusieurs types d'ouvrages de vidange tels que :

a) Conduite de vidange en charge

L'ouvrage est généralement combiné avec celui de la prise ou de l'évacuateur de crue (tulipe).

La conduite de vidange doit être en acier enrobé de béton armé ou une conduite en âme tôle sous le remblai, son diamètre est fonction du débit à évacuer.

b) Conduites à écoulement libre :

Deux types de conduites peuvent être employés pour les réaliser :

- Le tuyau cylindrique de gros diamètre en acier.
- La canalisation en béton de type galerie ou ovoïde (plus de 2 m) de hauteur.

L'aération de l'écoulement dans ces conduites est nécessaire, on prévoit donc un reniflard à l'aval immédiat de la vanne amont afin d'éviter les phénomènes de battements ou de vibration sous l'effet de passage en écoulements instables à forts débits.

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.

VI.2.2. Choix de la variante

L'ouvrage de vidange à batardeau est rejeté de point de vue type de barrage (enterre), donc on ne peut retenir que la conduite de vidange.

La conduite avec écoulement à surface libre possède l'inconvénient majeur du coût, (canalisation en béton de type galerie) et les accessoires supplémentaires (reniflard) nécessitant beaucoup d'entretien.

La conduite en charge est plus économique et peut être placée dans la galerie de dérivation sans aucun risque.

La variante de l'ouvrage à retenir est celle d'une conduite en charge.

Chapitre.VI.Etude des ouvrages annexes

VI.2.3. 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 $H^2\sqrt{V} > 30$, 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.

Dans le cas des grands bassins versants, on vérifiera que la conduite ainsi dimensionnée permet, lorsque la retenue est à pleine charge, d'évacuer le double du plus fort débit moyen mensuel. La crue de chantier retenue peut également conduire à augmenter le diamètre.

La conduite est soit en PVC (adduction d'eau, pression maximale en service 1 ou 1,6 MPa, diamètre 160 ou 200 mm), soit en acier (protection continue, intérieure et extérieure, contre la corrosion), soit en béton à âme tôle (diamètre ≥ 600 mm); les conduites en béton armé et en fonte ne sont pas recommandées. Elle doit avoir une pente amont aval au moins ≥ 1 % et elle est à mettre en place dans une tranchée exécutée en fondation au point bas de la vallée pour les petits diamètres (≥ 400 mm) ou dans le terrain en place suffisamment rigide (pied d'un versant en général) pour les plus gros diamètres (≥ 600 mm).

Il faut éviter des tassements importants et surtout des tassements différentiels (sinon un système de joints spéciaux est à prévoir). On s'attachera donc particulièrement à vérifier l'homogénéité de la fondation de la conduite (absence de points durs localisés).

Un enrobage total en béton dosé à 200 - 250 kg de ciment CPJ par m³ coulé à pleine fouille est nécessaire afin de protéger la conduite et d'assurer une bonne liaison avec la terre. L'épaisseur de béton préconisée est d'une quinzaine de cm. Il n'est pas utile d'aller au-delà, d'où l'intérêt d'une tranchée à parois verticales qui minimise le volume de béton. Cet enrobage a deux fonctions :

- améliorer le contact tuyau-terre surtout dans les zones où le compactage est difficile,
- éviter d'introduire dans le remblai de l'eau sous pression, si pour une raison quelconque la conduite vient à se percer.

Chapitre.VI.Etude des ouvrages annexes

Mais dans le cas d'une conduite en béton à âme tôle, le deuxième risque est exclu.

Enfin, une autre précaution consiste à placer du matériau granulaire drainant ou filtrant de part et d'autre de la conduite sur son tiers aval de manière à bloquer un éventuel renard.

Le plus simple est d'utiliser pour cela le tapis drainant ou les bandes drainantes du remblai.

Lorsque $H^2\sqrt{V} > 100$, il est recommandé d'effectuer, avant enrobage un essai d'étanchéité en obturant les deux extrémités de la conduite et en montant la pression jusqu'à deux fois la hauteur d'eau + 0,2MPa, maintenue ensuite pendant 8 heures (le point faible se situe aux joints)[12]

VI.2.4.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 représenté dans l'annexe (VI.07).

Le dispositif adopté le plus généralement pour les grands barrages consiste à mettre en place à l'amont deux vannes. Cela évite à la conduite ou à la galerie d'être en charge, ce qui facilite son contrôle et réduit les risques de désordres dans le cas où son étanchéité ne serait pas parfaite. Une vanne joue le rôle de batardeau et reste donc en général ouverte.

Pour les barrages d'importance modérée ($100 < H^2\sqrt{V} < 700$) il est acceptable d'avoir la conduite en charge à condition qu'elle soit enrobée de béton. Dans ce cas, on place une simple vanne de garde à l'amont et la vanne de réglage est placée à l'aval où elle est facilement accessible et manoeuvrable.

Pour les barrages de faible importance ($H^2\sqrt{V} < 1500$) il est admissible de ne placer qu'une seule vanne à l'aval. En cas d'incident sur cette vanne, il est malgré tout possible d'intervenir en faisant installer par plongeur un obturateur gonflable à l'amont, ou une toile qui obture la crépine[13]

Tableau VI.07.type de vidange de fond en fonction de $H^2\sqrt{V}$

$H^2.\sqrt{V}$	type de conduite	Diamètre (mm)	Nombre de position de vanne
≤ 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 âmetôle	400-600	Une vanne de garde en amont et une vanne en avale
300 à 700		600-800	
700 à 1500		800-1200	
≥ 1500	Galerie en béton arme (tuyau posé dans la galerie de visite)		Vanne de garde et vanne de réglage en aval

H : Hauteur du barrage en [m].

V : Volume d'eau stocké en [M m³].

On a : H=57.33 m et V= 53.975 Mm³

Donc $H^2\sqrt{V}=24146.8 > 1500$

Dans ce cas vidange de fond est une conduite en charge, est mise dans la galerie de dérivation provisoire pour minimiser les coûts de déblai pour l'installation de cette dernière

Pour la conduite de vidange on prévoit une surélévation par rapport à la galerie de dérivation pour éviter tous risques d'envasement pouvant à la suite bloquer la vanne.

VI.2.5.Dimensionnement de l'ouvrage de vidange

VI.2.5.1.Calcul du débit de vidange

Le volume d'eau évacué contient le volume utile de la retenue, plus le volume entrant dans la retenue pendant la période de vidange.

Le débit évacué par la vidange de fond sera :

$$Q_{vf} = \frac{V_u}{T} + Q_r; \text{(VI.12)}$$

Avec : Vu : volume utile (Vu=53.975 Mm³)

T : temps de vidange (15 < T < 21) jours, on prend T=20 jours.

Qr : débit entrant dans la retenue pendant la vidange (Pris égal au débit moyen annuel).

Chapitre.VI.Etude des ouvrages annexes

$$\text{AN : } Q_{vf} = \frac{53,975 \cdot 10^6}{20,86400} + \frac{159,31 \cdot 10^6}{31,563 \cdot 10^6} = 36,28 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{vf} = 36,28 \text{ m}^3/\text{s}$$

VI.2.5.2. Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et son diamètre

$$\text{Nous avons: } Q_{vf} = \mu S \sqrt{2gH}$$

$$\text{D'où: } S = \frac{Q_{vf}}{\mu \sqrt{2gH}}$$

Avec : Q_{vf} : Débit de la vidange de fond (m³/s).

H : charge disponible entre NNR et NVM en [m].

μ : Coefficient de débit : $\mu \in [0,8 - 0,85]$.

$$\text{Le diamètre de la conduite sera : } D = \sqrt{\frac{4S}{\pi}}$$

AN : $S = 0,0298 \text{ m}^2$; $D = 0,222 \text{ m}$ donc le diamètre normalisée est $D = 250 \text{ mm}$

➤ Correction du coefficient de débit μ :

$$\text{On a : } \mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi i}}$$

$\sum \xi i$: la somme de pertes de charges.

$$\sum \xi i = \xi \text{ lin} + \xi \text{ sing}$$

$$\text{Avec : } \xi \text{ lin} = \frac{\lambda L}{D} \quad \text{et} \quad \lambda = \frac{125 n^2}{D^{1/3}}$$

λ : Coefficient de résistance linéaire.

n : Coefficient de rugosité ; $n = 0,014$.

D : Diamètre de la conduite.

L : longueur de la conduite de vidange (m) ; $L = 417 \text{ m}$.

$$\text{AN : } \lambda = 0,04058 \quad \text{et} \quad \sum \xi \text{ lin} = 89,07$$

Coefficient des pertes de charge singulières:

$$\xi_{\text{ent}} = 0,5 ; \xi_{\text{sortie}} = 1 ; \xi_{\text{va}} = 0,1 ; \sum \xi \text{ sin} = 1,6$$

$$\text{AN : } \mu = 0,1044$$

Avec cette nouvelle valeur du coefficient de débit, le diamètre de la conduite de vidange sera égal à $D = 3,94 \text{ m}$. donc **D=4m**

Chapitre.VI.Etude des ouvrages annexes

Remarque : L'ouvrage de vidange sera édifié en tête de la galerie de la dérivation la conduite étant en béton armé de diamètre $D=4\text{m}$

Le débit évacué aura une vitesse de sortie des vannes de : $V_s = \frac{Q_{vf}}{S_{con}} \text{ (m/s)}$

AN: $V_s=2.88 \text{ m/s}$

VI.2.5.3.Calcul du temps réel de la vidange du barrage entre le NNR et le NVM []

Le temps de vidange est déterminé par l'expression suivante: $T = \frac{V}{Q}$

Avec :

T = temps de vidange (jours)

V = volume d'eau dans la cuvette à évacuer (m^3)

Q = débits (m^3/s)

Dans cette forme simplifiée de calcul, on ne tient pas compte de l'apport naturel de l'oued par rapport à la période d'évacuation. Les débits qu'évacuent la prise d'eau et la vidange de fond sont calculés par la formule suivante:

$$Q = \mu \cdot W \cdot (2gZ)^{1/2}; \text{ (VI.13)}$$

Avec :

μ = coefficient de débit du système

Z = pertes de charge totales, égales à la différence des niveaux d'eaux en amont et en aval, (m).

W : surface de la section transversale de la conduite, ($W = \pi \frac{D^2}{4}$)

En faisant $K = \mu W \cdot (2g)^{1/2}$; (VI.14)

La formule (VI.13) s'exprime par la manière suivante : $Q = K (Z)^{1/2}$

Tout le calcul est effectué à l'aide des formules précédentes en plus, il est nécessaire d'avoir la courbe caractéristique de la cuvette ($V=f(H)$).

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Chapitre.VI.Etude des ouvrages annexes

Tableau (VI.08): Calcul du temps de vidange

Cotes (m)	cote moy (m)	Z(m)	Z ^{1/2}	Q (m ³ /s)	V(Mm ³)	T=V/Q (S)
86,28	86,14	40,24	6,34350061	36,6654335	0,19476139	5311,85287
86	83	37,1	6,09097693	35,2058467	14,6030369	414790,106
80	77	31,1	5,5767374	32,2335422	11,8481562	367572,268
74	71	25,1	5,00999002	28,9577423	1,31887202	45544,7114
68	65	19,1	4,37035468	25,26065	17,9045553	708792,343
62	59	13,1	3,61939221	20,920087	5,36225597	256320,921
56	53	7,1	2,66458252	15,401287	3,60911063	234338,25
50	47,95	2,05	1,43178211	8,27570057	4,48199566	541585,044
45,9	-	-	-	-	-	2483166,07
Le temps de vidange total Tv=2483166,07s=28.74 jours						

Donc : le temps de vidange est de **Tv=29 jours**

Le débit de vidange **Qvf=26.63m³/s**

VI.2.5.4.Calcul de la vitesse d'abaissement dans la retenue

La vitesse d'abaissement est donnée par la formule suivante :

$$V = \frac{H}{Tv}$$

Avec : H : est la hauteur d'eau entre NNR et NVM.
Tv et le temps de vidange

$$V = 1.39 \text{ m/j}$$

Conclusion

La conduite de vidange à un diamètre de 4000 mm , elle sera équipée par des vannes (vannes de réglage et de garde) pour pouvoir régler le débit et assurée le bon fonctionnement du dispositif de vidange et Le portique d'entrée de la vidange de fond sera équipé d'une grille pour la vanne de service.

VI.3.Ouvrage de prise d'eau.

L'ouvrage de prise d'eau a pour but la satisfaction en eau en quantité et en qualité compatible à sa destination à l'aval.

VI.3.1.Différentes type de prise d'eau :**a) Prise d'eau flottante :**

Elle permet un prélèvement d'eau à une profondeur constante et permet aussi la réparation des fonctions de prise et de vidange mais c'est un système qui comporte des inconvénients. Puisqu'il nécessite des mécanismes relativement sophistiqués qui demandent un entretien périodique à leurs pièces hydromécaniques.

Vu ces inconvénients, cette variante est rejetée.

b) Conduite de vidange et de prise en charge :

Cette variante est économique étant donné que les deux ouvrages sont regroupés en un seul ouvrage.

c) Prise d'eau fixe à une tour de prise :

Du point de vue économique, elle est plus coûteuse, mais du point de vue technique elle présente des avantages certains puisqu'elle nous permet la séparation des fonctions de prise et de vidange de fond. Elle présente la disposition la plus fiable puisqu'elle permet le prélèvement d'eau à plusieurs niveaux, elle répond à la demande en eau en quantité et en qualité.

VI.3.2. Choix de la variante :

Pour notre barrage, la prise d'eau sera combinée avec l'ouvrage de vidange ce qui est économique.

VI.3.3. Dimensionnement de l'ouvrage de la prise d'eau :**VI.3.3.1. Diamètre de la conduite de prise d'eau :**

Il est fonction de la demande aval (consommation maximale).

D'après le Tableau (III-42), le volume maximum demandé est $V_{max}=12.85 \text{ Mm}^3$

$$\text{Soit : } Q_{max} = \frac{V_{max}}{T}$$

(T : temps de prise = 31 jours à raison de 20 heures par jour)

$$\text{AN: } Q_{max} = 4.79 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{On a : } Q_{vf} = \mu S \sqrt{2gH}$$

μ : coefficient de débit = 0.3

Les pertes de charges singulières seront estimées à 15% des pertes de charges linéaires.

Chapitre.VI.Etude des ouvrages annexes

$$\text{Donc : } \sum \xi = 1.15 \frac{\lambda L}{D}$$

Suivant les mêmes étapes de calcul de vidange on aura :

$$\lambda = 0.025 \quad ; \sum \xi = 13.48 \quad ; \mu = 0.26.$$

Avec : cette nouvelle valeur du coefficient de débit, le diamètre $D=826$ mm donc **D=900 m**

VI.3.3.2. Calcul de la vitesse d'eau dans la conduite de prise d'eau :

$$V = \frac{Q_{max}}{S} = 7.75 \text{ m/s}$$

Conclusion

Les eaux destinées à l'irrigation des surfaces agricoles seront fournies à partir d'une vidange utilisée pour les lâchés agricoles. Cette vidange sera une conduite de 900 mm de diamètre, posée dans la paroi de la vidange de fond.

CHAPITRE VII
ORGANISATION
DE
CHANTIER

Chapitre.VII Organisation de Chantier

Introduction

Une reconnaissance meilleure du lieu de chantier aide énormément à dresser un planning technologique des engins et leur utilisation rationnelle dans les diverses opérations, afin de pouvoir répondre aux conditions d'espace et temps dictés par le marché.

Donc une bonne organisation de chantier intervient grossièrement dans la diminution du prix de l'ouvrage pour qu'il ne soit pas onéreux.

Ces constructions présentent des difficultés énormes, mais pour se faire, et quel que soient les problèmes rencontrés, il est impératif d'avoir une connaissance exacte de l'organisation de chantier.

Notre étude consistera donc à organiser le chantier de notre barrage tout en assurant :

- Une meilleure qualité (étude approfondie, choix de la main d'œuvre, choix des matériaux ...etc.)
- La rapidité des diverses opérations.
- Une économie: synchronisation et réduction des travaux.
- Une organisation de l'emploi du matériel et du personnel en garantissant leur sécurité.

Ces facteurs revêtent une importance primordiale pour la réalisation de l'ouvrage dans les meilleures conditions.

VII.1. Les participants à l'acte de construire

- ⇒ Maître d'ouvrage (MDO).
- ⇒ Maître d'œuvre (bureau d'étude).
- ⇒ L'entrepreneur.

VII.2. Ordre d'exécution des travaux

Les grandes étapes de déroulement de notre projet sont les suivantes :

- ⇒ Installation du chantier.
- ⇒ Implantation des axes des différents ouvrages.
- ⇒ Réalisation du prébatardeau pour la construction de l'ouvrage de dérivation
- ⇒ Construction de l'ouvrage de dérivation de l'oued.
- ⇒ Construction de batardeau

- ⇒ Construction du corps du barrage la digue (noyau, filtre, drain, protection des talus)
- ⇒ Construction d'évacuateur de crue
- ⇒ Coupure finale et mise en eau.

VII.3.Installation de chantier

VII.3.1.Définition d'un chantier

C'est à la fois le lieu où on construit notre ouvrage et dans lequel on s'installe. Un chantier est limité dans l'espace et dans le temps.

VII.3.2.Rôle de l'installation de chantier

- ⇒ **Ordonner le chantier:** Gain de temps, Évite les pertes (matériaux) et double emplois (matériels).
- ⇒ **Améliore la sécurité :** humaine + matériel et Améliore la qualité.
- ⇒ **Positionner les éléments:** Organiser les déplacements des engins et des véhicules dans le chantier et bien positionner les livraisons et Positionner les réseaux en utilisant des grillages avertisseurs et des bandes de couleurs normalisées.
- ⇒ **Positionner les éléments:** Organiser les déplacements des engins et des véhicules dans le chantier et bien positionner les livraisons et Positionner les réseaux en utilisant des grillages avertisseurs et des bandes de couleurs normalisées.

VII.3.3.Les différentes installations de chantier

Les différentes installations qu'il faut implanter sont :

- ⇒ Installations destinées au personnel.
- ⇒ Installations destinées au stockage des matériaux.
- ⇒ Installations destinées à la réparation des engins.
- ⇒ Installation destinée pour la préfabrication.

VII.3.4.Ordre d'exécution des travaux

- Installation du chantier, Implantation des axes des différents ouvrages,
- Mise en place d'un pré-batardeau pour la construction de l'ouvrage de dérivation dans la fondation de la digue
- Construction de l'ouvrage de dérivation ;
- Coupure et dérivation de l'oued ;

Chapitre.VII Organisation de Chantier

- Construction du batardeau ;
- Après avoir achevé les travaux dans la galerie, dans le batardeau et dans la tour de prise (jusqu'au niveau du batardeau), on procède aux travaux dans le barrage proprement dit, et en même temps on achève les travaux dans l'évacuateur de crues.
- Coupure finale et mise en eau

VII.4. Matériel et personnel nécessaire

VII.4.1. Matériel nécessaire

Les différents engins nécessaires au chantier peuvent dans certains cas travailler simultanément, et dans d'autres d'une opération à une autre, et ceci selon le planning d'exécution des travaux.

Ci-joint liste du matériel nécessaire à cette opération : bulldozer, chargeur (à pneus et à chenilles), camion benne, perforatrice, pelle hydraulique, pompe immergée, camion, citerne, compacteur lisse, pompe à béton, pompe à forage, pompe à injection, grue à portique, pelle butte, camion malaxeur, malaxeur à injection, camion grue, perrivateur, mini pelle hydraulique.

VII.4.2. Personnel nécessaire

Le nombre du personnel nécessaire au chantier varie d'une période à une autre, lors d'une période critique, le chantier peut avoir un personnel de pointe, et dans une autre un nombre important n'est plus utile.

Ci-joint liste des personnels nécessaires à cette opération : contre maître, opérateur, chauffeur, ouvrier, ferrailleur, grutier, soudeur, Coffreur, Bétonnier

VII.5. Planification [12]

C'est une méthode dont dispose le cadre pour rendre son travail efficace, 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

Chapitre.VII Organisation de Chantier

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau
- Méthodes basées sur le graphique

La technique de planification utilisée dans notre projet est la méthode basée sur le réseau.

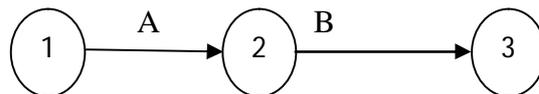
VII.5.1. Définition du réseau

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes, et la durée de réalisation.

On distingue deux types de réseaux :

- **Réseau à flèche**

L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds



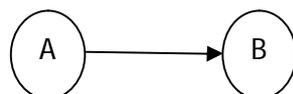
L'opération **A** précède l'opération **B**

- **Réseau à nœud**

L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches

L'opération (**B**) ne peut commencer que si l'opération (**A**) est complètement achevée.

On a ainsi utilisé dans notre cas ce dernier.



VII.5.2. 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.

Chapitre.VII Organisation de Chantier

- Construction des graphes partiels;
- Regroupement des graphes partiels
- Détermination des taches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage
- Construction du réseau.

VII.5.3. Différentes méthodes basées sur le réseau :

Il existe plusieurs méthodes basées sur le réseau

a- 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 aux 3 phases :

1ère phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré ;

2ème phase : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour pour jour, selon l'unité de temps retenue ;

3ème phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

b) 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.

c) Méthode P.D.M (Procedure Diagram Method):

C'est une méthode basée sur le réseau à nœuds et développe trois (3) 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).

Il est préférable dans le cas où les opérations se suivent comme dans notre cas d'opter pour la méthode C.P.M (méthode du chemin critique).

VII.5.4. 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 ;

DCP: Date de commencement au plus tard ;

DFP: Date de finition au plus tôt ;

DFPP: Date de finition au plus tard;

MT: Marge totale.

Et :

$$\begin{cases} \mathbf{DFP = DCP + TR} \\ \mathbf{DCPP = DFPP - TR} \end{cases}$$

Avec un moyen de vérification :DFPP-DFP=DCPP-DCP

VII.5.5.Chemin critique (C.C):

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0). Donc pour retrouver un chemin critique, il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$\Leftrightarrow \begin{cases} \mathbf{MT = 0} \\ \mathbf{\sum TR_{C.C} = D.T.Pcc} \end{cases}$$

Chapitre.VII Organisation de Chantier

VII.5.6. Attribution des durées de chaque opération

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

1. Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ;
2. Dimensions du projet ;

On applique la formule suivante:

$$T = \frac{Q.N}{n}$$

Avec:

$$\left\{ \begin{array}{l} Q = \text{Quantité de travail} \\ N = \text{Rendement} \\ n = \text{Nombre d'équipes} \end{array} \right.$$

➤ **L'ordre de calcul avec la méthode CPM**

- Calcul allé : on calcule les dates au plus tôt uniquement.
- Calcul retour : On calcule les dates au plus tard uniquement.

VII.5.7. Symboles des différentes opérations :

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau VII.1: Symboles et durées des opérations

Travaux	Opérations	Duré (mois)
Travaux routiers	A	3
Installation de chantier	B	3
Préparation et aménagement de la cuvette et la fondation	C	5
Tunnel de dérivation	D	8
Batardeau	E	9
Excavation du barrage	F	4
Préparation et transport de matériaux de la zone d'emprunt	G	3
Recharges du barrage et noyau	H	10
Exécution des filtres et système de drainage	I	8
Recharge et protection des talus	J	9
Excavation et Construction de l'évacuateur de crue	K	11
Bassin d'amortissement d'E.C	L	2
prise d'eau et La vidange de fond	M	8
les équipements hydrauliques	N	2
Travaux de finition	O	2
La mise en eau	P	1

Le réseau est représenté sur la figure VII.1; le diagramme gant est donné en planche

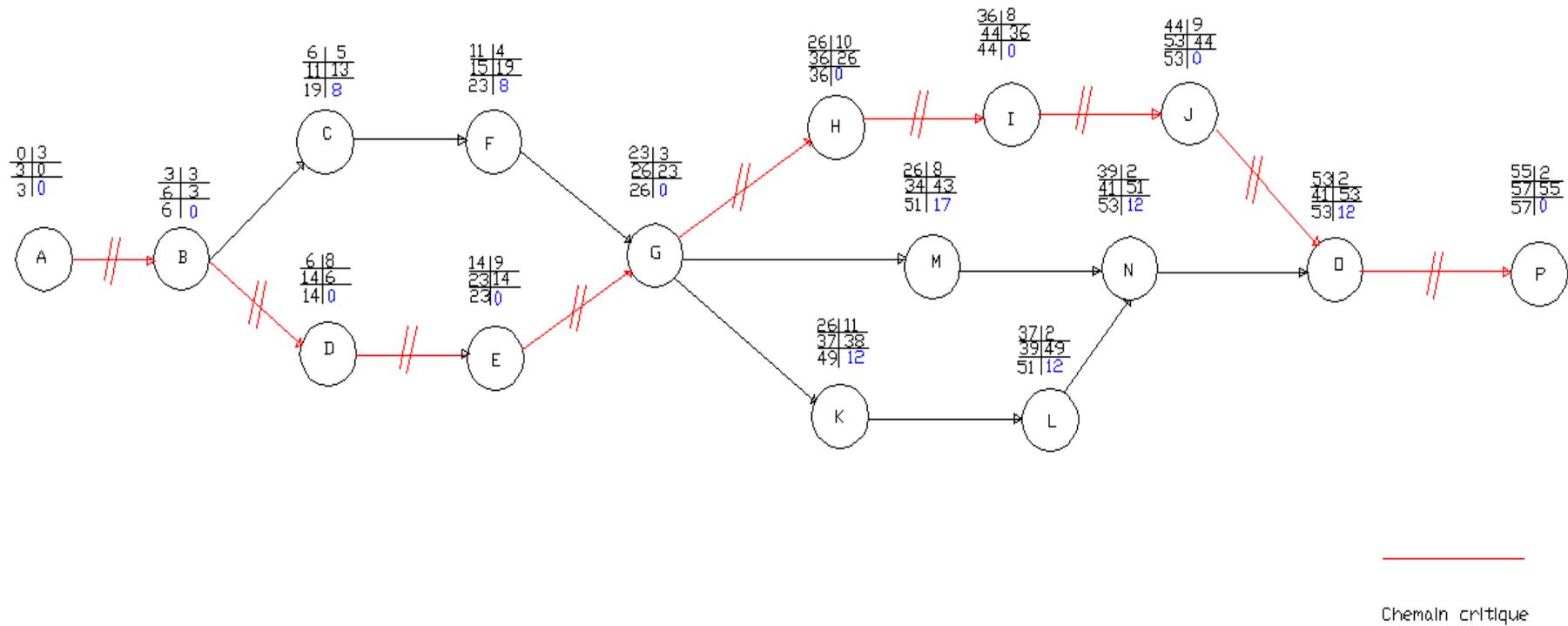


Figure VII.1. Réseau à nœud

Chapitre.VII Organisation de Chantier

Commentaire : la durée total de réalisation du barrage Bounamousas duré environ cinq ans

CONCLUSION :

L'organisation du chantier est d'une importance primordiale dans la réalisation et l'achèvement dans les délais de tous les projets. Une bonne organisation est tributaire de la planification du chantier par une bonne définition du réseau par différentes méthodes. La recherche du chemin critique est très importante pour mieux justifier la décomposition du projet. Dans tous les cas, l'entrepreneur a un rôle essentiel à jouer dans ce sens.

Enfin, on peut dire que les imprévus influent considérablement sur l'organisation d'un chantier et surtout les tâches critiques, et perturbent d'une certaine manière l'avancement des travaux, obligeant des révisions et des renforcements. Tout ceci est normalement pris en charge lors de l'étude d'organisation d'un chantier.

CHAPITRE VIII
IMPACT
SUR
L'ENVIRONNEMENT

Introduction

La construction d'un barrage influence de manière significative la zone du cours d'eau ou il est érigé. Ce chapitre a pour simple objective de décrire de manière non exhaustive quelques exemples d'impacts et leurs conséquences. Il faut relever que l'environnement évolue en tout temps et qu'il est utile de dresser un état des lieux. Il est possible qu'une influence humaine soit déjà fortement marquée. L'ingénieur peut ainsi prendre conscience dès le début de ses études de son projet d'effet qui peuvent se révéler négatifs. Il peut ainsi prendre des mesures pour limiter ces effets et intégrer le rapport bénéfice–inconvenients dans le cadre de son analyse.

L'analyse des impacts sur l'environnement englobe des aspects physiques, biologiques, humains et socioéconomiques. Les aspects physiques intéressent l'atmosphère (questions climatiques), l'hydrosphère (problèmes liés à l'eau de surface et souterraine) et la lithosphère (problème liés à la géologie tels que l'analyse de la stabilité des fondations du barrage et des versants de la retenue ainsi que de l'étanchéité de la cuvette). Les aspects biologiques sont liés à la faune et la flore ainsi que la végétation (en général). Enfin, les aspects humains et socioéconomiques concernent la démographie, les biens et les activités de la population peut être totalement affectée si elle perd non seulement son logement, ses terres et autre ressources, voire tous ses moyens de subsistance ; elle le sera partiellement, si elle ne perd qu'une partie de ses ressources (il s'agit la plupart du temps de la perte des terres) et conserve son habitation car celle-ci est située hors de la zone immergée.

L'étude de l'impact sur l'environnement s'est intéressée aux aspects physiques et biotiques et aux aspects socio-économiques de la zone du projet directement ou indirectement affectés par la réalisation des travaux et l'exploitation des ouvrages.

VIII.1. Caractérisation des impacts

Les termes suivants sont normalement utilisés pour caractériser les impacts :

- Direct-indirect : caractérise un impact direct causé par le projet lui-même (par exemple, la submersion d'un forêt) et un impact indirect conséquence d'une modification due au projet (par exemple, présence de moustiques dans la zone du réservoir, ce qui peut être cause de malaria).

Chapitre. VIII Impact Sur L'Environnement

- Total-partiel : caractérise l'ampleur d'un impact sur un élément spécifique (par exemple une zone d'habitation dans l'emprise de la retenue peut être partiellement ou totalement submergée).
- Permanent-transitoire : caractérise la durée de l'impact (par exemple, le barrage coupe la rivière de façon permanente, par contre les nuisances dues au chantier sont de durée limitée).
- Impacte-négligeable : caractérise la signification de l'impact (par exemple, la submersion de monuments historique est à considérer comme importante, par contre celle de terres non cultivables comme négligeable).
- Positif-négatif (parfois désirable-indésirable) : caractérise des impacts sur l'activité humaine, mais dépend de la perception des impacts et de ses conséquences (par exemple, la submersion d'un village est impact négatif, alors que la possibilité de pêche dans le lac est impact positif).
- Acceptable-inacceptable : acceptable signifie << en accord avec les bases légales >> ; si elles font défaut, un consensus doit être recherché, la conséquence d'un impact inacceptable peut conduire à une remise en question du projet.

VIII.2.Exemples d'impacts

- Impacts liés à l'atmosphère : incidence sur le climat,
- Impacte liés à la création d'une barrière à l'écoulement : migrations des poissons,
- Impacts liés à la création d'une retenue : effet sur les poissons,
- Impacts liés à la modification du régime d'écoulement à l'aval : fluctuations des débits,
- Impacts hors retenue : installations de chantier.

VIII.3.Impact de barrage de BOUNAMOUSA sur l'environnement

L'identification des sources d'impacts sur l'environnement, consiste à définir toutes les activités du projet susceptibles d'avoir un impact sur le milieu récepteur, Les sources d'impact prévisibles de l'implantation du barrage de **BOUNAMOUSA** peuvent être regroupées comme suit:

- Sources d'impacts pendant la phase réalisation du projet (L'installation du chantier, Le déboisement, La gestion des déblais...)

- Sources d'impacts pendant la phase d'exploitation et d'entretien des ouvrages (La gestion hydraulique du réservoir, La gestion hydraulique du bief aval....)

En ce qui concerne les aspects physique, les aspects biotiques et socio-économiques, les effets potentiellement négatifs découlant de la réalisation et de l'exploitation du barrage sont liés aux problèmes suivants :

- Déplacement des populations touchées par la mise en eau de la retenue.
- Nuisances de voisinage liées aux chantiers.
- Interruption d'infrastructures par la création des retenues.
- Modification des paysages locaux par les zones d'emprunts, les pistes et la création des retenues.
- Destruction des végétaux et d'habitats de faune sauvage.
- Réduction des débits transitant en aval des ouvrages en phase de remplissage.
- Risque de dégradation de la qualité des eaux dans les retenues et en aval via l'eau lâché.
- Risques sanitaires de maladies à mode de transmission hydrique.
- Modification des pratiques agricoles et influence sur les équilibres socio-économiques.

VIII.3.1. Déplacement de la population

La création du barrage BOUNAMOUSA affectera 9 habitations et des hangars, 634 hectares de terres agricoles de bonne qualité produisant des céréales et au moins une quarantaine d'exploitants.

Les compensations peuvent prendre plusieurs formes qui relèvent des choix de l'Etat, par exemple : la mise à disposition de terres dans un autre secteur de la commune, mis à disposition de logements, proportion d'emplois dans d'autres régions ou villes.

VIII.3.2. Nuisances au voisinage des chantiers

La recommandation principale pour pallier ces nuisances consiste à organiser le fonctionnement des chantiers en tenant compte des habitudes de vie et des contraintes des habitants proches de sites à aménager et à développer une information ciblée auprès de la population.

VIII.3.3. Interruption d'infrastructures

Routes, lignes électriques et téléphoniques, réseaux d'eaux éventuels, interrompus par la mise en eau des retenues, doivent être établis en tenant compte de l'éventuel changement d'emplacement des hameaux ou logements reconstruits.

VIII.3.4. Modification des paysages

La création des retenues va modifier les paysages locaux en transformant des sites de vallées plus aux moins encaissés et valoriser par l'agriculture en surfaces en eau cette transformation revêt un caractère subjectif et peut être perçue positivement (rupture de l'uniformité, grande étendue lisse) ou négativement (contraste avec le milieu environnant) selon les individus.

Les effets potentiellement négatifs sont davantage liés aux pistes à créer pour la desserte des chantiers, aux carrières d'extraction de matériaux et aux zones de décharge.

Il conviendra de supprimer les pistes à la fin des travaux (sauf celle qui peuvent trouver une affectation utile aux déplacements locaux)

Concernant les zones d'emprunt, on peut avancer trois positions :

- Les zones d'emprunt situées dans l'emprise des retenues disparaîtront avec la mise en eau. Elles ne donnent pas lieu à précautions particulière,
- Les zones d'emprunt correspondant à des sites de carrière déjà en exploitation devront faire l'objet d'un mode d'exploitation respectant la sécurité des lieux et correspondant aux prescriptions réglementaires en vigueur,
- Les zones d'emprunt à créer en dehors de l'emprise des retenues devront faire l'objet d'une attention particulière. Les modalités d'exploitation devront tenir compte des possibilités de remise en état et permettre de modeler les formes de façon à insérer les sites les mieux possible dans les paysages environnant et atténuer la « cicatrice » paysagère. Un dispositif courant consiste à créer des risbermes suffisamment larges pour y implanter des végétaux après réglage de la terre végétale provenant du décalage du site. Si les sites le permettent, cette solution peut être mise en œuvre avec des végétaux autochtones favorisant la recolonisation naturelle.

Pour les zones de décharges des matériaux non utilisées provenant du creusement des galeries, des décapages de sites, des constructions d'ancrage des ouvrages etc. il conviendra de procéder dans le même esprit que pour les zones d'emprunts.

VIII.3.5. Destruction de végétaux et d'habitats de la faune sauvage

Il n'existe pas d'alternative à cette situation. Par contre, on peut considérer que la présence de barrage va entraîner la création de nouveaux biotopes et favoriser l'installation d'espèces inféodées à l'eau. Il y aura donc transformation des conditions de milieux et des écosystèmes locaux associés.

VIII.3.6. Réduction des débits transitant à l'aval des ouvrages

Pour éviter l'assèchement des rivières et ses conséquences sur le milieu et sur les usages en aval, il est préconisé de maintenir à l'aval de 1/40 des apports naturels.

Vu les faibles valeurs correspondantes pour les ouvrages à créer et dans un souci de simplification de la gestion, il est proposé de maintenir ce débit en tout temps à l'aval des ouvrages à créer.

VIII.3.7. Risque de dégradation de la qualité des eaux dans les retenues

Une dégradation significative de la qualité de l'eau stockée entraînerait des désordres locaux et à l'aval qui ont été précisés dans la deuxième partie du présent dossier et dont l'inconvénient majeur est lié à l'usage en irrigation prévu pour cette ressource.

Plusieurs mesures peuvent éviter ou limiter ces altérations :

- Surveiller la qualité des apports : ceci concerne les apports par le bassin versant immédiat des retenues et les eaux prélevées. la surveillance au niveau du barrage doit permettre de s'affranchir des problèmes particuliers. Par ailleurs, les utilisations des sols des versants des retenues intermédiaires est essentiellement agricole. Il s'agira de veiller à des pratiques qui n'induisent pas de risques particuliers d'érosion et d'entraînement de sols ou de produits chimiques indésirables.
- Connaître l'évaluation de la qualité de l'eau des retenues : en raison de l'usage agricole, il s'agit ici de mettre en place un suivi régulier de la qualité d'eau.
- Réduire les apports potentiellement polluant : les rejets d'habitation, par exemple de l'agglomération, voire des entreprises s'il n'existe, devraient être traités et évacués en dehors du bassin versant de la retenue. De même, il conviendrait d'interdire sur le bassin

Chapitre. VIII Impact Sur L'Environnement

versant direct de la retenue l'implantation d'entreprises présentant des risques pour la qualité de l'eau du réservoir en cas de dysfonctionnement ou d'incident.

- Adapter la gestion des retenues de façon à éviter l'alimentations en période de crues (pour limiter les apports en matières en suspension), éviter l'alimentation en cas de problème constaté en amont (par exemple une pollution accidentelle à la retenue), moduler la hauteur des prises d'eau pour les restitutions de façon à favoriser les mélanges, atténuer la satisfaction thermique, favoriser la chasse de particules sédimentées.

VIII.3.8.Risques sanitaires :

L'effet négatif potentiel du projet sur la santé publique est lié au développement possible d'insectes, vecteurs potentiel de maladies, dû à la présence de condition écologiques favorables. Si aucun cas de paludisme et de schistosomiase n'est répertorié, des secteurs proches sont considérés comme zone endémiques de Leishmanioses.

La précaution consiste à organiser un contrôle du développement des vecteurs, larves et mollusques. Ceci passe par des moyens de lutte mécanique et chimique sur les berges et des plans d'eau susceptibles d'héberger les insectes. La lutte chimique doit être réservée au cas de problème avéré ou de risque probable de façon à éviter les phénomènes de résistance des insectes aux produits.

VIII.3.9.Modification des pratiques agricoles :

La mise à disposition d'eau pour l'irrigation conduira à des modifications des pratiques agricoles dont on attend des effets bénéfiques. Cependant, des effets négatifs peuvent également survenir tant sur le facteur de production « sol » que sur les équilibres socio-économiques de région.

Pour éviter des désordres en matière de pédologie, de nappes souterraines etc., consécutives à une mauvaise maîtrise des techniques d'irrigation vis-à-vis des capacités des sols en place, il s'agira d'organiser ou de favoriser la mise en œuvre d'un accompagnement technique des agriculteurs.

De même, la filière amont doit s'organiser pour pouvoir répondre aux besoins en approvisionnement et en matériels, et la valorisation des produits par les filières locales de commercialisation et/ou de transformation devra être encouragée ou incité pour dynamiser les retombées dans l'économie de la région et y développer les plus-values.

VIII.4. Mesures techniques :

En ce qui concerne la mitigation d'impacts négatifs, les mesures qui peuvent être prises sont de trois sortes :

a. **Mesures de sauvegarde (renoncement, préservation) :**

Mesures (modification du projet, choix d'un autre site, etc.) pour prévenir qu'un certain impact se produise vraiment, ce qui conduit dans de nombreux cas sur une décision, car certains impacts ne peuvent être évités qu'en renonçant au projet. Ceci doit être considéré comme une option.

b. **Mesures de minimisation :**

Réduction d'un impact en appliquant des mesures adéquates (par exemple, réduction de la hauteur du barrage et par conséquent de la dimension de la retenue pour limité la zone submergée ou le défrichement pour réduire sur la qualité de l'eau).

c. **Mesures de compensation :**

Recours à des mesures de compensation dans le cas où un impact ne peut pas être évité et qu'une mesure de mitigation n'est pas possible. Avec cette solution, l'objet concerné est remplacé dans un autre lieu par quelque chose de valeur égale ou supérieure. Une telle compensation peut conduire à fournir à un agriculteur des champs cultivables de mêmes grandeur et valeur autre part ou de remplacer une surface de foret par une reforestation dans un autre endroit.

Conclusion :

Considérant que l'environnement est un capital essentiel, l'étude sur celle-ci s'avère primordiale afin d'éviter des risques imprévus. La réalisation des travaux peuvent affecter l'environnement sur les aspects physique, biotiques et socio-économiques.

Les actions mis en place se concrétisent sous forme d'intervention et d'évaluation pour objectif d'éviter les problèmes décrits au-dessus, ces considérations peuvent déloger les effets négatifs des travaux.

CHAPITRE IX
PROTECTION
ET SECURITE DE
TRAVAIL

Introduction

Les accidents du travail et les problèmes qui en découlent ont une grande importance, sur le plan financier, sur le plan de la production et sur le plan humain.

L'objet sera donc de diminuer la fréquence et la gravité des accidents de chantier, il existe pour cela un certain nombre de dispositifs de consignes et de règlements dits «de sécurité », leur utilisation est contestable bien que le problème reste difficile.

Les statistiques ont révélé que le monde a connu une augmentation catastrophique des accidents de travail; c'est pour cela qu'il est tant de lui consacrer une grande importance pour garantir un rendement meilleur de nos entreprises mais aussi d'économiser les frais d'assurance et des endommagements des victimes.

Les différents organismes intéressés par la sécurité lors du travail et les services d'inspection ont édicté un certain nombre de règlements qui doivent s'appliquer aux chantiers.

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.

IX.1.Conditions dangereuses dans le chantier :

De nombreux problèmes se présentent lors de la construction des barrages qui, sans mettre en cause la sécurité publique, ces problèmes dues aux Conditions dangereuses dans le chantier suivantes :

1. Installation non protégée ou mal protégée.
2. Outillages, engins et équipements en mauvais état.
3. Matière défectueuse, stockage irrationnel.
4. Protection individuelle inexistante.
5. Défauts dans la construction.
6. Éclairage défectueux.
7. Facteur d'ambiance impropre.
8. Conditions climatiques défavorables.

IX.2. Actions dangereuses:

Il existe dans le monde un nombre impressionnant d'aménagements hydrauliques dont la rentabilité est fortement diminuée par un élément qui a été mal estimé lors du projet, parmi ces actions :

Chapitre.IX.Protection et Sécurité de Travail

1. Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables.
2. Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
3. Agir sans prévenir ou sans autorisation.
4. Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
5. Imprudence durant le travail.
6. Suivre un rythme de travail inadapté.

IX.3.Instructions structurelles sur la sécurité :

IX.3.1. Instructions à donner aux travailleurs et aux visiteurs du chantier

Quoiqu'il en soit Algérien ou expatrié ; la personne qui travaille ou pénètre sur le site doit être informé en matière de sécurité de façon qu'il respecte les règles de sécurité du chantier.

IX.3.2. Instructions à donner au Chef d'équipe

Le Chef d'équipe confirme périodiquement les mesures préventives contre les accidents.

- Réunion matinale en matière de sécurité :

Le contre maître de chaque poste préside tous les matins une réunion pour expliquer le détail des travaux à exécuter en précisant l'instruction sur la sécurité.

- Mise en ordre du chantier :

L'effectif de chaque poste s'engage à la mise en ordre du chantier une fois par mois à la date préalablement fixée.

- Contrôle et entretien du matériel

Les engins ne peuvent être utilisés sur le site qu'avec le bon de mise en service qui sera émis à la suite du contrôle mécanique les engins utilisés doivent passer le contrôle journalier et son résultat sera enregistré dans le rapport journalier.

Les engins doivent être au contrôle période et son résultat sera enregistré dans le carnet d'entretien.

Les échafaudages, plateforme, passerelle, boisage, cintre, coffrage, soutènement, et toute autre installation les gardes corps, rampes, filets, ceintures de sécurité et toute autre dispositif de sécurité, les chaînes câbles au cordage, les échelles ainsi que matériel et engins de toute nature

mis par les chefs d'établissement à la disposition des travailleurs à effectuer et aux risques auxquels les travailleurs sont exposés.

Les installations, les dispositifs les matériels ou les engins utilisés doivent avoir notamment une résistance suffisante pour supporter les charges et les efforts auxquels ils sont soumis. En outre, la stabilité des installations et des engins de toute nature mis en œuvres sur des chantiers doit être assuré d'une manière efficace.

IX.4. Principes fonctions du service de sécurité

a) Etudes

- ✓ Participation au Comité d'hygiène et de sécurité.
- ✓ Analyse des postes de travail « Etude Sécurité ».
- ✓ Suggestions du Personnel.
- ✓ Statistique : élaboration et commentaire.
- ✓ Rapport avec l'administration.

b) Exécution

- ✓ Mesures légales d'hygiène et de sécurité (code de travail).
- ✓ Réalisations pratiques des suggestions et des études.

c) Contrôle

- ✓ Enquêtes à la suite des accidents.
- ✓ Inspections des installations.
- ✓ Visites périodiques effectuées par les organismes.
- ✓ Contrôle éventuel des moyens de transport du personnel.

d) Animation

- ✓ Lutte contre l'incendie et les accidents de trajet.
- ✓ Equipes de secours.

Formation spéciale concernant certaines professions

IX.5. Causes des accidents de travail :

L'analyse des accidents les plus fréquents fait apparaître des causes à la fois humaines et techniques (industrielle).

IX.5.1. Causes humaines : Ces causes peuvent sont :

➤ Défaut de surveillance : Tout accident est dû à une combinaison de causes ; parmi celles-ci, le manque de surveillance de l'ouvrage est presque toujours invoqué : système d'auscultation mal conçu, hors service ou tout simplement non exploité. Les grands exploitants de barrages estiment qu'une auscultation systématique, régulièrement et instantanément interprétée constitue, avec la surveillance visuelle, la base de la sécurité de leurs ouvrages.

- Le plus fréquent est une défaillance des vannes d'évacuation des crues, qu'on ne peut ouvrir à temps pour laisser passer l'eau. Les raisons sont multiples, la plus fréquente est la défaillance de l'alimentation en énergie (lignes coupées par la crue, groupes de secours hors service).
- La négligence des travailleurs.
- La fatigue.
- La distraction.
- Les gestes néfastes.
- Inaptitude mentale ou physique.
- Adoption de la solution de facilité.

IX.5.2. Causes techniques:

- Les mauvaises conditions de travail.
- Encombrement du matériel dans les chantiers et le mauvais stockage.
- Le manque d'éclairage.

IX.6. Mesures préventives:

La protection du personnel doit être assurée d'une manière bien satisfaisante par les services appropriés.

- Les appareils de levage doivent être établis sur une surface présentant une résistance suffisante.
- Les câbles et les chaînes de levage ne doivent pas être soumis à des charges supérieures à celle fixée.
- Les travaux ne doivent être exécutés que lorsque l'installation est mise hors tension et hors tout danger.
- Les abris doivent être aérés et chauffés.

IX.7. Plan de sécurité adapté 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 IX.1.Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation.

Objectifs visés	Mesures A PRENDRE
Prévenir les risques d'accidents par 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.
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.
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.
Éviter les heurtes entre les engins et renversement des engins.	Interdiction de dépassement et de stationnement.
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.
Éliminer les surcharges en bordure des fouilles.	Mode de stockage des déblais et leur mode de déchargement.
Prévenir les chutes des objets.	Examen des câbles soumis à des sollicitations particulières.
Prévenir des ruptures des organes de levage.	Disposition et consignes particulières concernant l'entretien des matériels, des installations, les engins et les véhicules.
Heurtes des personnes par les outils.	Les travailleurs qui utilisent la pioche ou la pelle dans leurs activités doivent être tenus à une distance suffisante les uns des autres.

Remarque :

Dans notre cas, puisque nous avons un évacuateur de crue latéral qui est visitable, donc nous n'avons pas besoin de calculer le débit d'air ni l'éclairage dans ce dernier.

IX.8.Calcul du débit d'air nécessaire à la ventilation de la galerie de dérivation

Dans la galerie souterraine en cours de percement ou il est fait usage d'explosifs. La ventilation doit être réalisée dans les conditions ci-après :

- 1- Il doit être introduit au front de taille, au moyen d'une installation de ventilation artificielle, 200 litres au moins d'air par seconde et par mètre carré de la plus grande section de la galerie ventilée ; l'air doit être prélevé loin de toute source de viciation
- 2- Après chaque tir, une aspiration doit être effectuée le plus près possible du front de taille, afin d'éliminer au maximum les poussières en suspension
- 3- Eventuellement une ventilation auxiliaire de la galerie de dérivation est déterminée par la formule de la méthode dynamique :

$$S = \frac{Q}{V} (\text{m}^2) ; \quad \text{Avec : } Q : \text{ le débit d'air (m}^3/\text{s)}$$

V : vitesse de circulation d'air

$$Q (\text{débit d'alimentation minimum}) = A_m N (\text{m}^3/\text{h})$$

$$A_m = 30 \text{ m}^3/\text{h}/\text{personne}$$

$$N = \text{nombre de personnes} = 120 \text{ personnes.}$$

$$AN: Q = 3600 \text{ m}^3/\text{h} = 1 \text{ m}^3/\text{s.}$$

$$\text{On a ; } Q = V.S \quad \text{donc} \quad S = 0.5 \text{ m}^2 \Rightarrow D = 0.79 \text{ m}$$

On prend : D=0.8 m.

Conclusion

La sécurité du travail est examinée clairement et simplement afin de pallier aux difficultés qui entravent le bon fonctionnement des travaux, et afin d'assurer l'économie à attendre d'une construction pareille.

La prévention et la sécurité de travail doivent être prises très au sérieux, l'esprit de sécurité et protection doit être dans chaque employé, dans chaque ouvrier, dans chaque responsable, pour que la perte de vie humaine inutilement cesse, et ne se préoccuper uniquement que du rendement du travail.

L'objet de la protection et sécurité de travail sera donc de diminuer la fréquence et la gravité des accidents de chantier.

CONCLUSION GENERALE

Conclusion général

Les résultats d'analyses et d'investigations exécutées dans le cadre de l'étude de faisabilité du barrage de Bounamoussa ont permis de tirer les conclusions suivantes :

L'étude des variantes de l'évacuateur de crues du barrage de BOUNAMOUSA a conduit comme variante de cet ouvrage à un évacuateur latéral à entonnement latéral qui sera relié à l'aval de l'oued par un bassin de dissipation de type III, implanté sur la rive gauche.

La galerie implantée sous la digue permet dans une première phase la dérivation de l'oued pendant la construction du barrage et doit servir par la suite d'exutoire à la vidange de fond, la restitution des eaux pour l'utilisation et à l'accès à la prise d'eau.

La durée totale de réalisation du barrage Bounamoussa dure environ cinq ans.

En conclusion, cette étude a permis de définir les critères technico-économiques les plus favorables possibles pour la réalisation du barrage de Bounamoussa.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] **B. TOUAIBIA**, 2015. Manuel Pratique d'hydrologie.
- [2] **B. TOUAIBIA, B. BENLAOUKLI**. Introduction au dimensionnement des retenues collinaires. ENSH Blida. Avril 2004
- [3] **M.HASSANE**. Guide méthodologique de calcul de l'évacuateur de crue à entonnement latéral. Blida ,1991.
- [4] **Rémi POCHAT** ,1980. Evacuateurs de crues.
- [5] **BOUYAKOUB ABDEL KARIM, ENSH.2011**. Etude de variante de l'évacuateur de crue et des ouvrages annexes du barrage de Kaf- Eddir.
- [6] **M.HASSANE**. Conception et dimensionnement des ouvrages annexe, Blida 2015.
- [7] **TECHIQUES DES BARRAGES EN AM2NAGEMENT RURAL**
- [8] **M.HASSANE** ; Guide méthodologique de calcul de l'évacuateur de crue a entonnement latéral. Blida ;1991
- [9] **M.DUNGLAS**. Cours d'ouvrage d'art –LES BARRAGES- 2^{ème} Partie.
- [10] **M.HASSANE**. Les ouvrages annexes de barrage, Blida 2006.
- [11] **M.HASSANE**. ETUDE TECHNICO-ECONOMIQUE DE LA GALERIE DE DERIVATION, Blida 2010.
- [12] **ARMANDO LENCASTRE ; 1983** : Hydraulique générale (édition revue et augmentée ; troisième tirage 2002).
- [13] **PROCEDUREES METHODOLOGIQUES** pour l'exécution des études de retenues collinaires est petites barrages.(Manuel de conception et projet typiques de prises d'eau et vidanges de fond). ALGER, AVRIL 2004 (VERSION FRANCAISE)
- [14] **B. BENLAOUKLI** (cours organisation de chantier 5ème année ENSH)

ANNEXES

ANNEXE.N°I

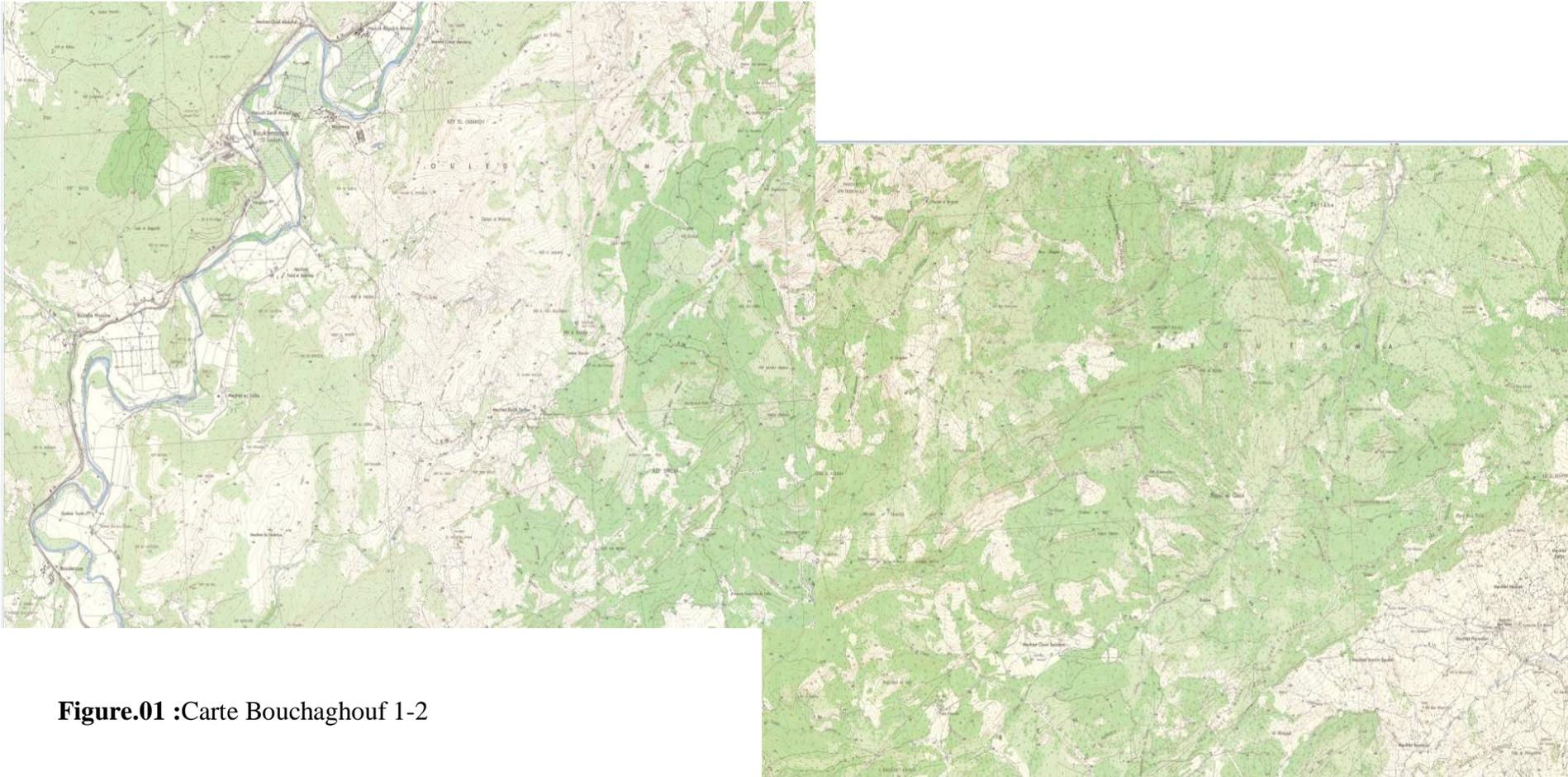


Figure.01 :Carte Bouchaghoul 1-2

Figure.02 : Carte Bouchaghoul 3-4

ANNEXES

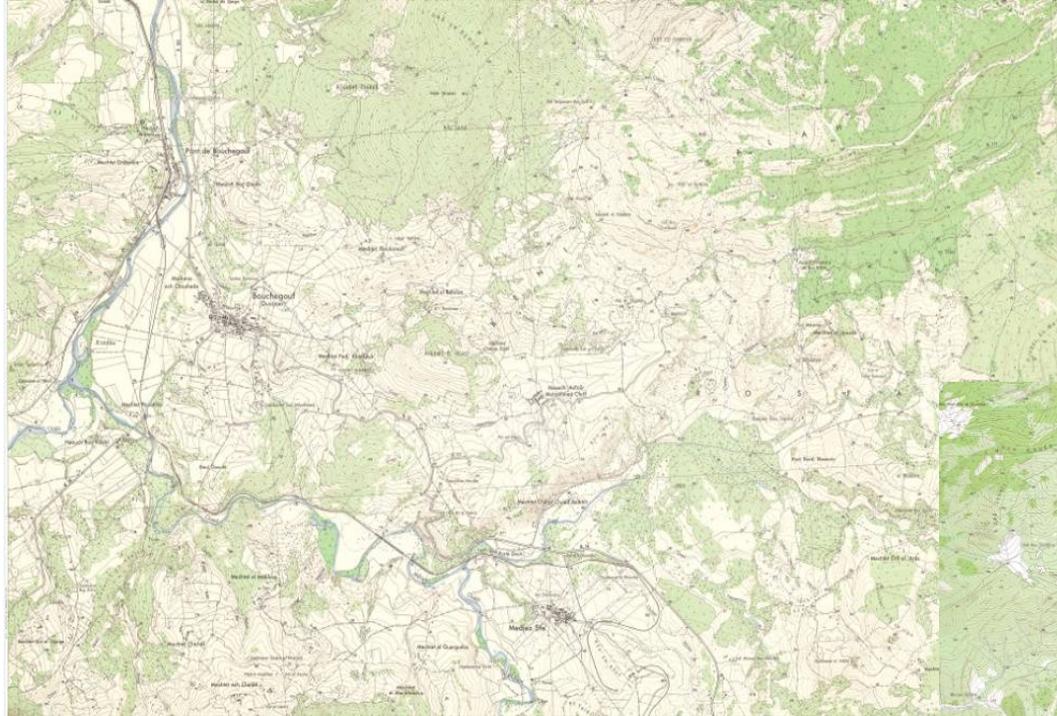


Figure.03 :CarteBouchaghouf 5-6



Figure.04 :CarteBouchaghouf 7-8

ANNEXES

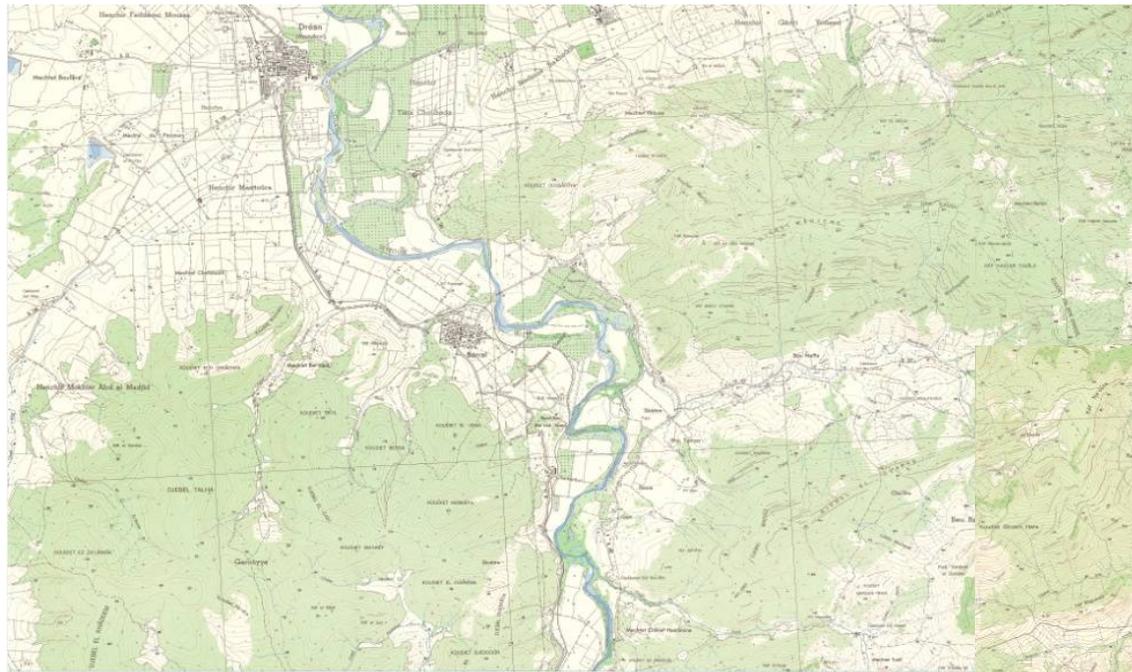


Figure.05 : Carte Dean 4-5

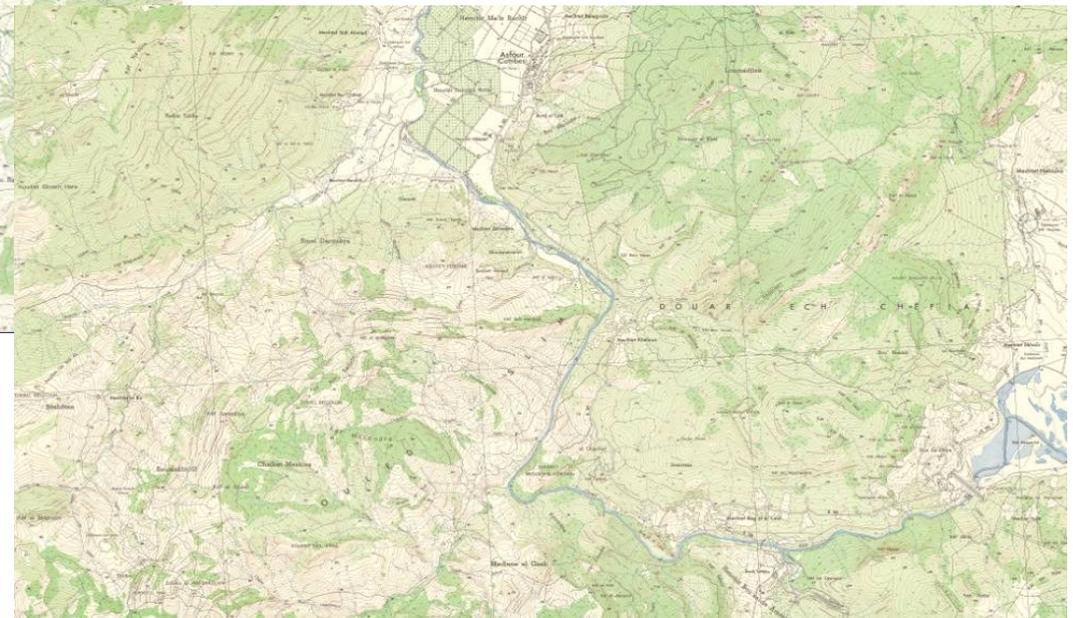
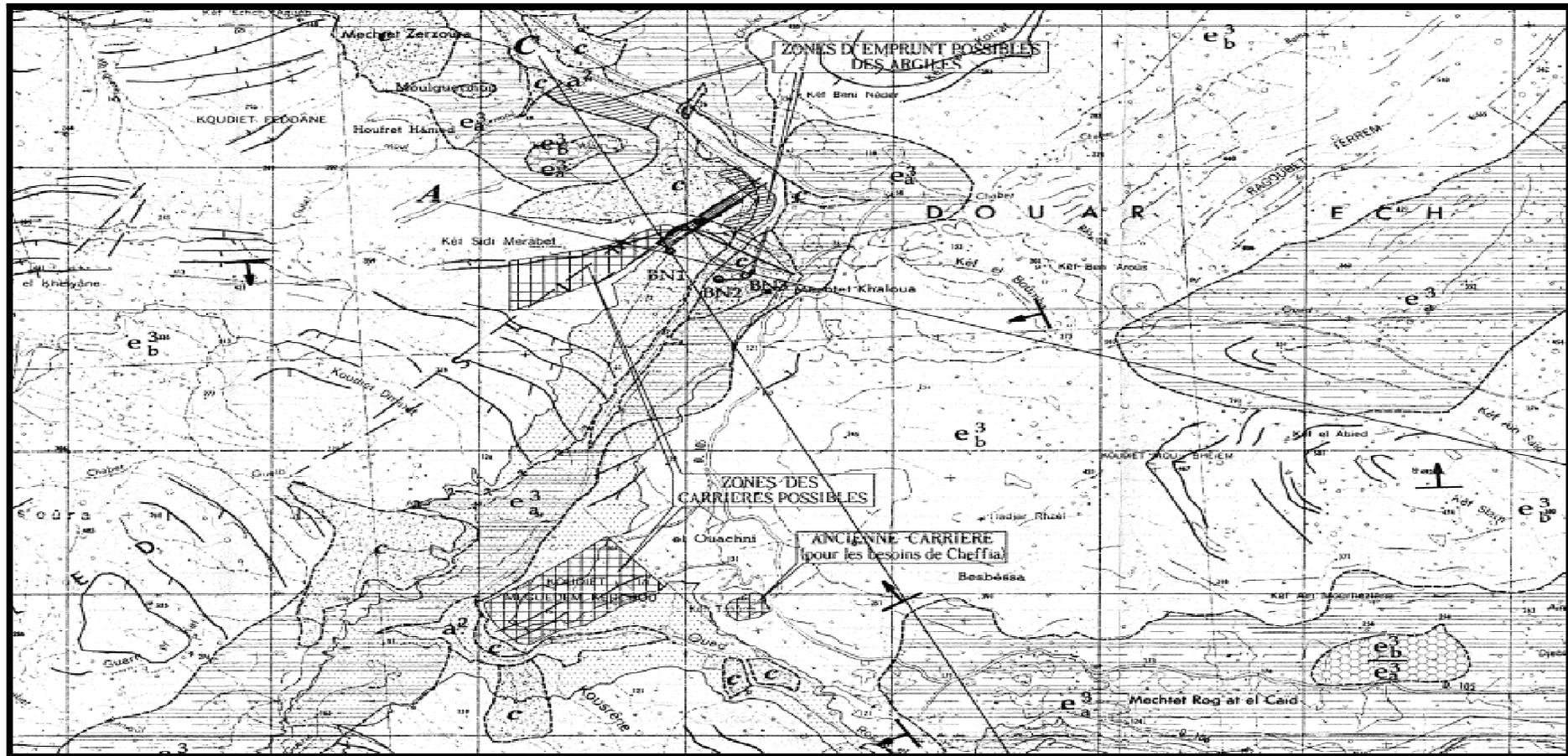


Figure.06: Carte Dean 7-8

ANNEXE.N° II



Figureannexe II.01: La zone d'emprunt et les carrières possibles pour la construction de barrag

ANNEXE N° .III.

Tableau.01.Précipitations maximales journalières

année	Sep	Oct	Nov	Dec	jan	fev	mars	avr	mai	Juin	juill	Aout	Max annuel
1967	27,91	31,53	35,71	37,4	40,7	24,4	6,9	16,9	8,5	33,1	0	0,9	40,7
1968	46,6	8,4	44,4	47,5	29,4	18,7	14,4	13,5	5,2	3,3	10,9	24,8	47,5
1969	40,4	56,6	17,3	40,8	25,9	21,6	25,1	29,2	13,8	0	0	0,7	56,6
1970	3,1	26,2	8,3	74,7	24,7	36,2	13,7	37,3	21	5,1	6,1	0	74,7
1971	27,7	41,9	12,4	7,1	42,2	25,8	18,9	31,5	14,6	21,5	1,6	5,1	42,2
1972	41,4	28,3	1,7	45,9	48,5	22,1	56,2	22,2	0,8	15,7	0,3	2,2	56,2
1973	24,5	43,4	9,6	48	11	26,7	17,2	36,6	7,2	4	4,2	0,8	48
1974	54,7	41,4	50,7	20,6	49,8	87	13	9	53,2	2,2	0	8,4	87
1975	1,8	23,6	24,6	35,3	27,5	12,5	27,2	9,1	30,7	4,3	13,7	10,1	35,3
1976	17,7	26,5	54,2	11,5	25,1	6,6	19	30,5	22,7	21,4	0	21,7	54,2
1977	10,2	4,3	30,8	13,6	27,7	25,4	24,1	16,5	8,4	11,7	0	0	30,8
1978	1,4	44,7	56,5	13,8	23,8	51,9	14,7	65	12,1	15,4	3,5	1,2	65
1979	18,4	11,1	39,2	6,9	16,5	12,4	15,3	17,9	20,2	2,2	0	2,9	39,2
1980	32,3	17,6	57,4	39,8	29,1	12	19,4	20,3	35,6	15,5	0	2,2	57,4
1981	2,2	9,2	22,5	23,7	24,2	28	21,8	23	23,7	0	0	19,3	28
1982	19,7	97,5	55,7	48,5	6,8	23,8	34,2	4,3	17,3	9,3	0	1,2	97,5
1983	72,1	71,7	42,7	39,4	14,8	21,1	27,5	9,4	3,2	6,1	0,3	0	72,1
1984	35,2	48,7	26,7	56,6	29,3	10,2	14,2	12,9	14,7	0	0	0	56,6
1985	26,2	6,5	14,1	49,6	45,4	14,8	15,7	43,9	0	7,5	3	1,8	49,6
1986	19,1	29,1	29,6	26,8	54,5	28,3	45,5	24,6	34,3	1,2	0,5	0	54,5
1987	14,5	13,1	29,3	12	28,5	19,5	76,4	5	16	20,4	0,5	0	76,4
1988	33,4	16,3	17,5	31,5	16,5	32,9	11,8	24,6	6,2	15,8	0,5	0,5	33,4
1989	12,7	29,4	34	16,4	15,1	10,2	18,9	8,1	15,8	2,9	0	0	34
1990	0	7,7	39,6	62,1	29,1	24	41,1	17,5	9,6	1,9	0	2,7	62,1

1991	70,5	52,4	56,8	24,3	11,3	20,9	22	40,8	77	8,9	17,4	2,5	77
1992	2,7	40,8	142,7	48,3	28,1	15,2	26	16,7	24,2	0,5	1,1	2,1	142,7
1993	18,8	24,8	10,1	31,4	34	37	0,5	15,7	4,5	1,5	0	0	37
1994	52,5	17,6	14,3	45	28,5	4	19,1	11,7	0	11,9	0	11	52,5
1995	21,5	17,3	19,8	10,5	36	47	44	46	17,93	15,5	2,5	0	47
1996	11,4	24	20,7	22,5	21	42,5	11	17	2,5	6,4	0	0	42,5
1997	22,5	20,2	40	33,2	58	53,3	11	54	18	3,9	0	17	58
1998	43,9	30,3	45	51,5	49	22	13,9	16,7	24,5	0,5	10,4	9,4	51,5
1999	8,5	8,8	67,5	25,5	11	5,5	5,3	10,5	36,5	4,4	0	2,6	67,5
2000	50,9	61,5	17,7	24,5	33,6	29,7	14,5	26,3	14,9	0	0	1	61,5
2001	30,2	1	20	38	17,5	26,7	23	16	1,8	2	8	22,2	38
2002	30,9	45,5	107,4	50,5	62,2	60,2	23	34	21,4	0	0	0	107,4
2003	40	19,9	11,3	61,7	45,9	7,9	17,5	25	16,3	49,2	0,7	0	61,7
2004	23,2	34,2	75,5	29,7	24,6	24,8	18,3	80,4	15,5	7,1	3,5	3,3	80,4
2005	12,4	5,1	14,1	63,1	21	21,5	10,7	27,9	7	3	0	33,9	63,1
2006	8	18,9	24	53,8	20,9	39,6	80,5	20,4	6,5	33	1,8	2	80,5
2007	34	33,3	25,7	33,1	14,2	11,2	37	38,1	28,1	3,9	0	0	38,1
2008	75,8	50,7	26	35,6	82,3	21,2	20	36	0	0	0	6,9	82,3
2009	43,9	21,5	21,1	25,8	30,2	18,5	27,1	11	34,4	26,5	0	0	43,9
2010	33,6	55,5	79,7	48,5	16,7	59,9	17,5	16,4	29,4	25,5	5,5	0	79,7
2011	6,7	95,1	25,1	41,1	25,1	85,4	31,9	19,1	2,3	0	8,5	16	95,1
2012	30,9	37,3	23,6	21,3	27,6	40	31,8	34	29,7	0	0	0	40

Tableau.02.La répartition mensuelle des pluies moyennes interannuelles (mm)

année	Sep	Oct	Nov	Dec	jan	fev	mars	avr	mai	Juin	juill	Aout	TOTAL annuel
1967	53,79	91,89	126,4	176,1	151,7	84,4	39,3	33,8	10,8	58,3	0	0,9	827,38
1968	47	15,1	99,8	133,9	139,4	52,4	54,4	47,8	9,6	10,1	19,6	37,3	666,4
1969	107,8	165,9	31,9	310	95	82	117,9	73,2	50	0	0	1	1034,7
1970	4	91,4	12,5	177,7	128,8	163,5	121,5	82,4	52,4	5,9	6,1	0	846,2
1971	124,3	116,7	33,2	30,3	157	93,5	95,7	130,6	42,7	40,6	2,1	6,9	873,6
1972	98,5	67,4	4,2	100,1	248,7	133	261,2	60	1,2	18,5	0,3	5,6	998,7
1973	32,1	115,1	28,5	104,7	32,7	140,6	60,4	122,1	14,6	4,2	5,3	0,8	661,1
1974	76,2	177,9	163,6	82,8	70,1	125,8	74,8	14,5	100	3,7	0	21,6	911
1975	1,8	36,5	151	89,2	90,9	99,3	129,3	33,1	75,6	9,4	29,9	24,9	770,9
1976	47,7	165	233,1	34,8	97,8	26,6	23	100,1	31,9	58,3	0	32,5	850,8
1977	14,5	6,9	189	38,8	156,6	154,6	118,8	100,6	28,8	11,7	0	0	820,3
1978	2	82	126,7	36,6	86,4	181,2	79,8	260	25,8	21,6	3,9	2,3	908,3
1979	38,5	33,6	227,1	23,2	48,1	41,1	95,8	84,5	57,9	2,2	0	3,4	655,4
1980	33	59,9	174,5	182,5	120,8	76,3	58,9	40	40,1	23,4	0	3,8	813,2
1981	3,9	36,5	51	135,6	161,2	128,5	121,1	83,3	35,9	0	0	36,1	793,1
1982	30,3	170,5	214,2	175,2	19,4	31,5	99,9	6,3	24,8	14,2	0	1,2	787,5
1983	94,5	143,5	114,2	108,2	130,1	112,5	97,9	32,3	10,7	10,6	0,3	0	854,8
1984	70,8	165,8	54,7	340,4	157,2	29,1	60,4	36,2	48,6	0	0	0	963,2
1985	49,3	19	47,4	106,8	183,5	115,9	74,4	82,9	0	13,3	7	1,8	701,3
1986	30,5	137,9	168,4	185,4	182,6	176,2	138,6	76	75,4	1,7	1	0	1173,7
1987	14,8	28,4	150,2	22,9	111,3	84,2	124	16,9	24,4	36,2	0,5	0	613,8
1988	65,6	20,5	79,4	139,5	37,8	61,6	44,2	133,2	9,6	22,4	0,5	0,5	614,8
1989	36,1	77,9	102,5	54,6	84,8	10,2	48,9	66,3	70,5	8,3	0	0	560,1
1990	0	35,5	174,9	309,6	127	94,5	119,5	53,2	30,5	3,3	0	4,4	952,4

1991	93,4	180,4	95,5	44,5	38,4	71,1	74,1	137,1	116,5	18,1	22,3	2,5	893,9
1992	4,6	100,1	246,7	215,7	96,3	61,8	55,5	34,5	42,3	0,8	1,1	2,1	861,5
1993	29,8	53,1	16,6	110,5	107,2	181,3	1	67,6	7,9	2	0	0	577
1994	71,4	70,7	27,2	119	211,9	6,9	76,6	50,7	0	23,2	0	11	668,6
1995	59	51,3	95,3	70,4	83,2	223	90,8	206,2	37,09	20,9	2,5	0	939,69
1996	13,1	51,5	60,4	55	115,6	68,2	15	41	6	12,8	0	0	438,6
1997	76,7	105,1	163,3	176,6	133	145,2	46,5	83,5	52,2	3,9	0	26,1	1012,1
1998	78,6	85,5	246,9	105,9	123,6	102,7	45,6	34,7	38,1	0,5	10,4	9,4	881,9
1999	16,7	16,3	222,2	129,9	54,1	22,3	16	35,9	76,8	11,5	0	5,4	607,1
2000	58,8	183,8	47,2	119,9	171,3	137,3	28,5	69	43,2	0	0	1,5	860,5
2001	51,5	1	73,6	93,6	29,6	53,6	56,1	61,5	3,4	2	10,1	53,8	489,8
2002	39,4	66,4	273,7	256,9	240,8	155	34,1	118,4	40,3	0	0	0	1225
2003	107,4	50,3	44,1	252,7	167,9	17,6	75	96,5	78,1	61	0,7	0	951,3
2004	85,7	42,4	299,1	165,1	126,7	151,5	62,8	185,3	22,6	7,1	5	5,3	1158,6
2005	20,6	5,7	63	158,5	141,8	88,2	33,3	51,4	14,3	3	0	33,9	613,7
2006	28,8	38,5	75,9	182,6	43,7	115,2	250,3	65,8	11,6	38,5	1,8	3	855,7
2007	48,3	106,7	136,8	123,7	22,6	26,1	125,3	50,3	60,6	6,5	0	0	706,9
2008	102,3	104,4	78	116,6	259,9	149,6	64,4	60,9	0	0	0	6,9	943
2009	103,9	126,5	80,2	112,5	145,9	57,6	92,1	44,8	89,2	38	0	0	890,7
2010	73,6	203,8	185,9	84,2	77,9	151,3	65,3	41,9	47,9	25,5	5,5	0	962,8
2011	11,2	193,9	139,5	187,3	141,6	310,3	72,3	108,6	2,3	0	8,5	16	1191,5
2012	96,8	81,1	53,6	111,6	123	168,1	96,7	72,1	29,7	0	0	0	832,7

Tableau.03.Calcul du volume interannuel

n	Racine n	Cv	Cs	F80%	k80%	Z80%	F90%	K90%	Z90%
1	1	0,34	0,68	-0,85	0,711	0,089	-1,19	0,595	0,205
2	1,414	0,240	0,48	-0,85	0,796	0,009	-1,22	0,707	0,187
3	1,732	0,196	0,39	-0,85	0,833	-0,099	-1,23	0,759	0,124
4	2	0,17	0,34	-0,85	0,856	-0,222	-1,24	0,789	0,043
5	2,236	0,152	0,30	-0,85	0,871	-0,354	-1,24	0,811	-0,057
6	2,449	0,139	0,28	-0,85	0,882	-0,492	-1,24	0,828	-0,167
7	2,646	0,129	0,26	-0,85	0,891	-0,635	-1,24	0,841	-0,285
8	2,828	0,120	0,24	-0,85	0,898	-0,783	-1,25	0,850	-0,398
9	3	0,113	0,23	-0,85	0,904	-0,933	-1,25	0,858	-0,525
10	3,162	0,108	0,22	-0,85	0,909	-1,086	-1,25	0,866	-0,656
11	3,317	0,103	0,21	-0,85	0,913	-1,241	-1,25	0,872	-0,790
12	3,464	0,098	0,20	-0,85	0,917	-1,399	-1,25	0,877	-0,928
13	3,606	0,094	0,19	-0,85	0,920	-1,558	-1,25	0,882	-1,068
14	3,742	0,091	0,18	-0,85	0,923	-1,719	-1,25	0,886	-1,210
15	3,873	0,088	0,18	-0,85	0,925	-1,881	-1,25	0,890	-1,354
16	4,000	0,085	0,17	-0,85	0,928	-2,044	-1,25	0,894	-1,500
17	4,123	0,082	0,16	-0,85	0,930	-2,208	-1,25	0,897	-1,648

ANNEXE

Annexe.N°.IV.Tableau01.Calcul la ligne d'eau dans le coursier.

N	X(m)	Y(m)	V(m/s)	J(m/m)	Hs(m)	Fr	Régime	Yc(m)
0	0	5.123	7.94	0.0014	8.661	1.003	tor	5.1
1	13.2	3.672	9.61	0.0026	9.218	2.068	tor	5.1
2	26.4	3.111	10.51	0.0036	10.592	2.652	tor	5.1
3	39.6	2.776	11.23	0.0048	11.297	3.147	tor	5.1
4	52.8	2.543	12.56	0.0052	12.477	3.589	tor	5.1
5	66	2.368	13.85	0.0064	13.528	3.993	tor	5.1
6	79	2.231	14.86	0.0079	14.316	4.368	tor	5.1
7	92.4	2.120	15.79	0.0085	15.369	4.717	tor	5.1
8	105.6	2.027	16.66	0.0096	16.108	5.044	tor	5.1
9	118.8	1.949	17.97	0.0108	17.850	5.351	tor	5.1
10	132	1.882	18.21	0.0156	18.637	5.639	tor	5.1
11	145.2	1.824	19.27	0.0207	19.541	5.911	tor	5.1
12	158.4	1.773	19.87	0.0225	20.910	6.167	tor	5.1
13	171.6	1.728	20.44	0.0260	21.179	6.408	tor	5.1
14	184.8	1.688	20.81	0.0315	22.763	6.635	tor	5.1
15	198	1.653	21.35	0.0372	23.752	6.850	tor	5.1
16	211.2	1.621	21.86	0.0430	24.292	7.052	tor	5.1
17	224.4	1.593	21.92	0.0489	25.767	7.132	tor	5.1
18	237.6	1.567	22.43	0.0548	26.004	7.242	tor	5.1
19	250.8	1.543	22.96	0.0574	27.187	7.592	tor	5.1
20	264	1.522	23.53	0.0606	28.553	7.751	tor	5.1
21	277.2	1.503	23.85	0.0665	29.864	7.902	tor	5.1
22	290.4	1.485	24.14	0.0685	30.568	8.043	tor	5.1
23	303.6	1.469	24.32	0.0722	31.122	8.177	tor	5.1
24	316.8	1.454	24.601	0.0742	32.328	8.302	tor	5.1
25	330	1.44	24.73	0.0779	33.481	8.421	tor	5.1

Tableau .02.La vitesse d'approche admissible en fonction du type de sol.

Types de sols	Diamètre d_{50} (mm)	V_{adm} (m/s) pour différents hauteurs (m)				
		(H+P)=0.4	(H+P)=1.0	(H+P)=2.0	(H+P)=3.0	(H+P) > 5.0
Sable très fin	0.05-0.15	0.15-0.20	0.20-0.30	0.25-0.40	0.40-0.45	0.40-0.55
Sable fin	0.15-0.25	0.20-0.35	0.30-0.45	0.40-0.55	0.45-0.60	0.55-0.70
Sable moyen	0.25-1.0	0.35-0.50	0.45-0.60	0.55-0.70	0.60-0.75	0.70-0.85
Sable gros	1.0-2.5	0.50-0.75	0.60-0.75	0.70-0.80	0.75-0.90	0.85-1.00
Gravier fin	2.5-5.0	0.75-0.85	0.75-0.85	0.80-1.0	0.90-1.10	1.00-1.20
Gravier moyen	5.0-10	0.85-0.90	0.85-1.05	1.0-1.15	1.10-1.30	1.20-1.45
Cailloux fin	10-15	0.90-1.10	1.05-1.20	1.15-1.35	1.30-1.50	1.45-1.65
Cailloux moyen	15-25	1.10-1.25	1.20-1.45	1.35-1.65	1.50-1.85	1.65-2.0
Cailloux gros	25-40	1.25-1.50	1.45-1.85	1.65-2.10	1.85-2.30	2.0-2.45
Cailloux très gros	40-75	1.50-2.0	1.85-2.40	2.10-2.75	2.30-3.10	2.45-3.30
Petite pierre	75-100	2.0-2.45	2.4-2.80	2.75-3.20	3.10-3.50	3.30-3.80
Pierre moyenne	100-150	2.45-3.0	2.80-3.35	3.20-3.75	3.50-4.10	3.80-4.40
Grosse pierre	150-200	3.0-3.50	3.35-3.80	3.75-4.30	4.10-4.65	4.40-5.0
Petite bloc	200-300	3.50-3.85	3.80-4.35	4.30-4.70	4.65-4.90	5.0-5.50
Moyenne bloc	300-400	-	4.35-4.75	4.70-4.95	4.90-5.30	5.50-5.60
Grosse bloc	400-500	-	-	4.95-5.35	5.30-5.50	5.60-6.0
Roches sédimentaires, conglomérats, marnes.		2.10	2.50	2.90	3.10	
Calcaire poreux et conglomérats compacts, grès calcifiés, etc.		2.50	3.0	3.40	3.70	
Grès dolomitiques, calcaires compacts non stratifiés, silices.		3.70	4.50	5.20	5.60	
Roches cristallines, marbres et granites.		16.0	20.0	23.0	25.0	
Diabases, basaltes et quartzites.		21.0	25.0	25.0	25.0	

Tableau.03 : Les pentes de talus d'un canal trapézoïdale en fonction du type du matériau

N°	Matériaux	Talus	
		m ₁	m ₂
1	Roche	0.25	0
2	Argile compactée ou terre recouvert d'une couche de béton	0.50 ÷ 1.0	0.75
3	Terre avec protection en enrochement, ou canal en terre	1.0	0.75
4	Argile consolidée	1.5	1.0
5	Sol sableux non consolidée	2.0	1.5
6	Sable limoneux ou argile non consolidée	3.0	2.0

Figure.01. Abaque de calcul d'un évacuateur latéral.

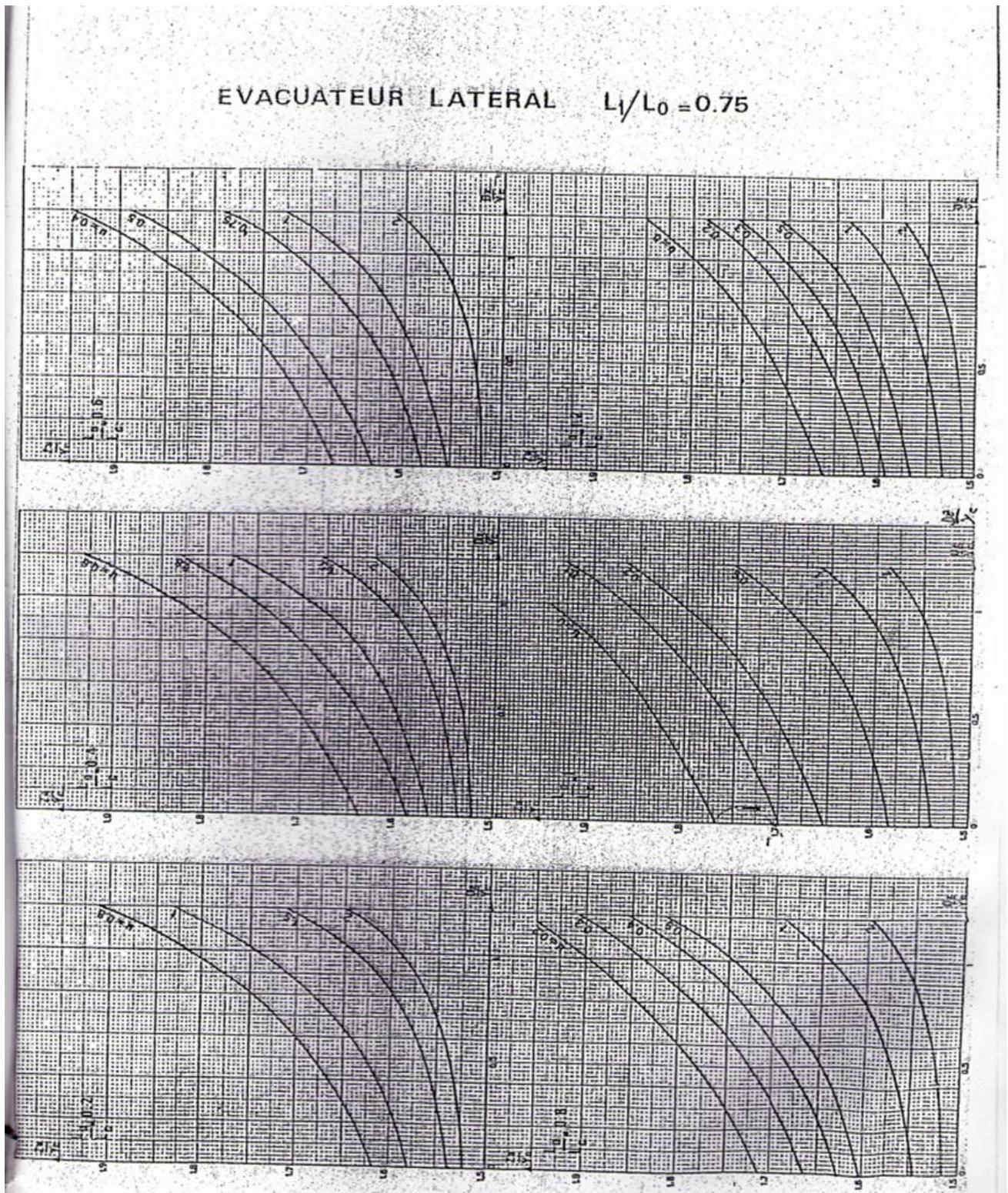


Figure.02 .Abaque pour le calcul de tirant d'eau dans le coursier.

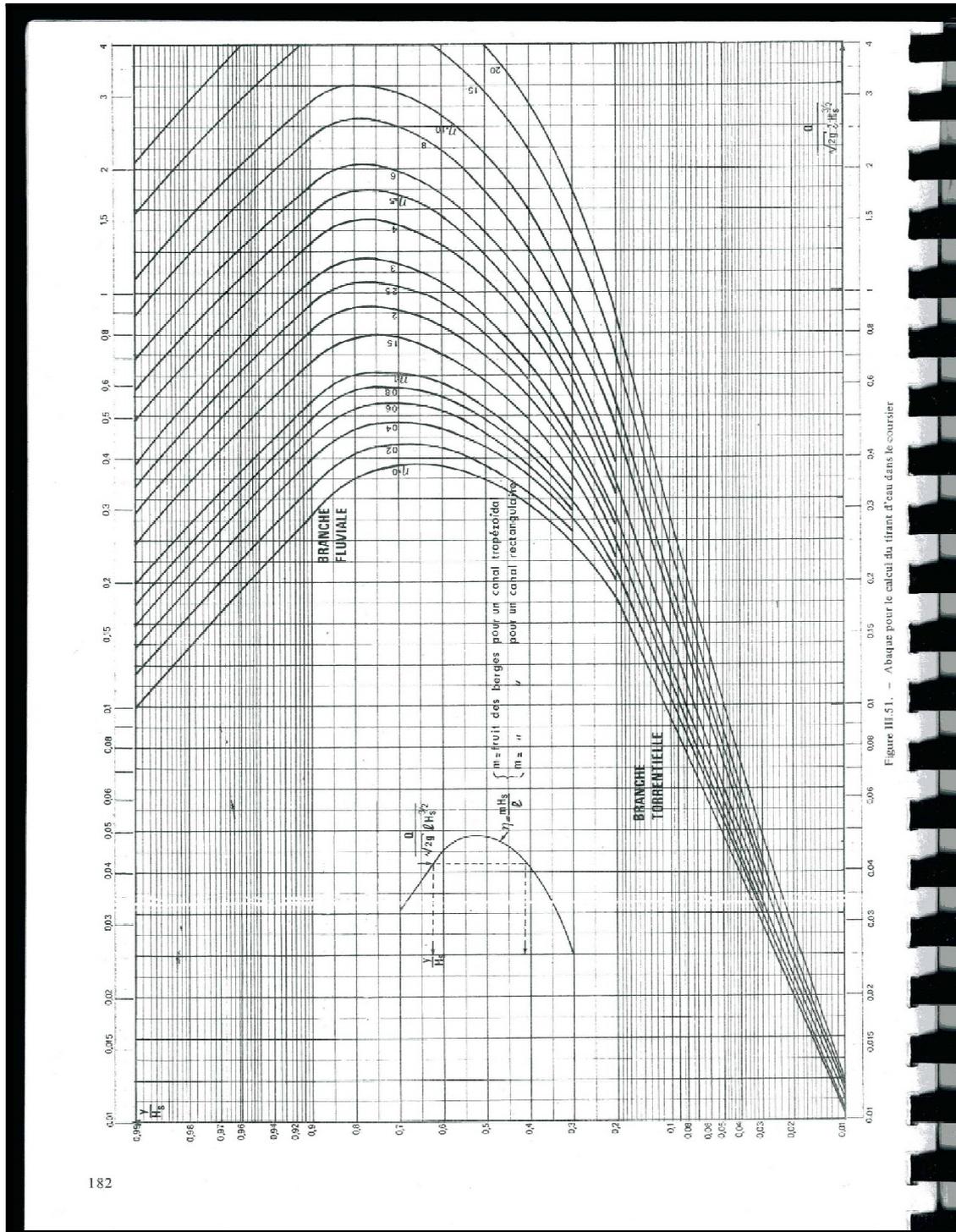


Figure III.51. — Abaque pour le calcul du tirant d'eau dans le coursier

Figure .03. Détermination des caractéristiques du bassin de dissipation type III (USBR) (Extrait de < Design of small Dams >

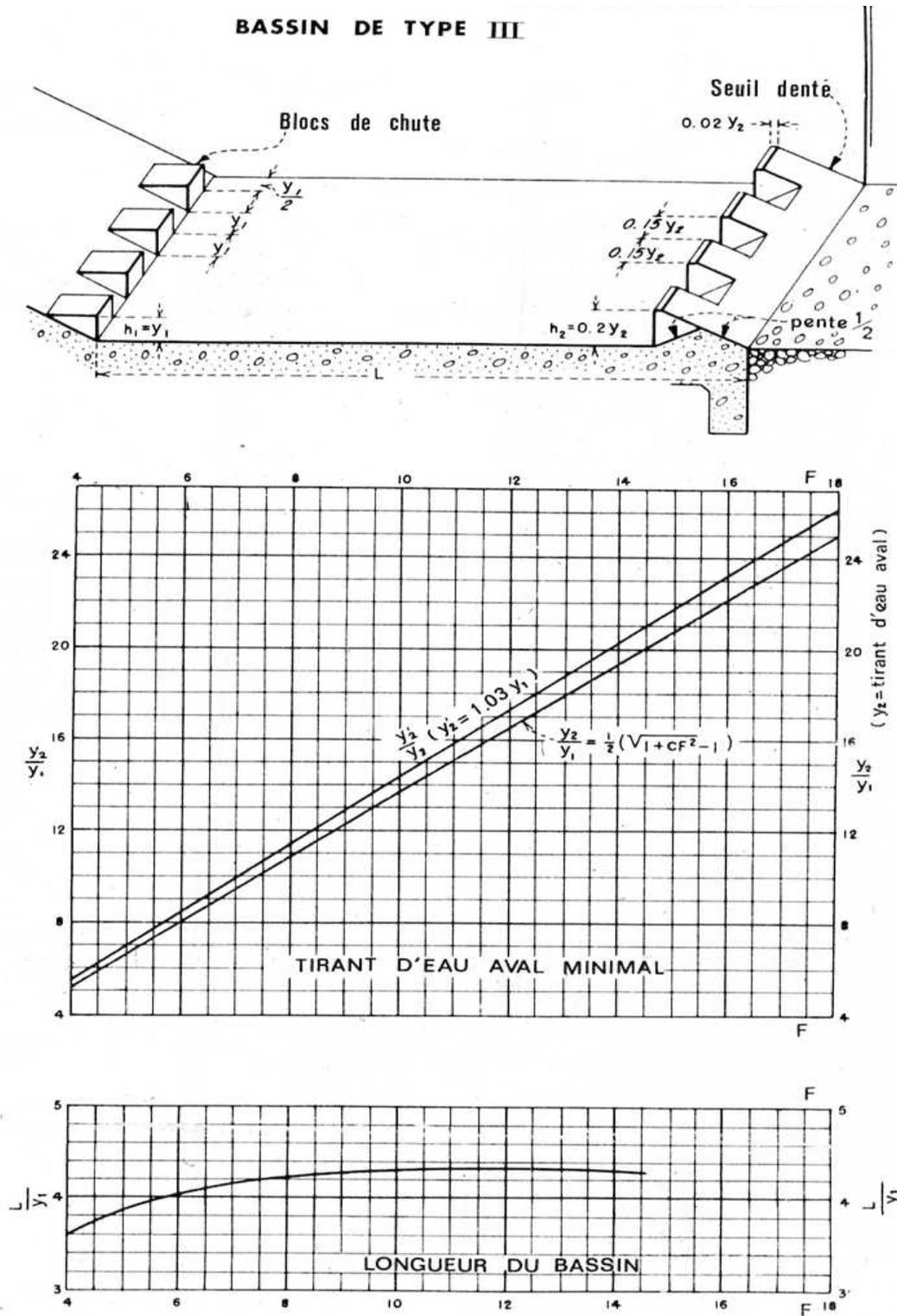


Figure.04 dimensionnement d'un déversoir en tulipe (source : EVACUATEUR DE CRUE par Remit Pochat ; page 30)

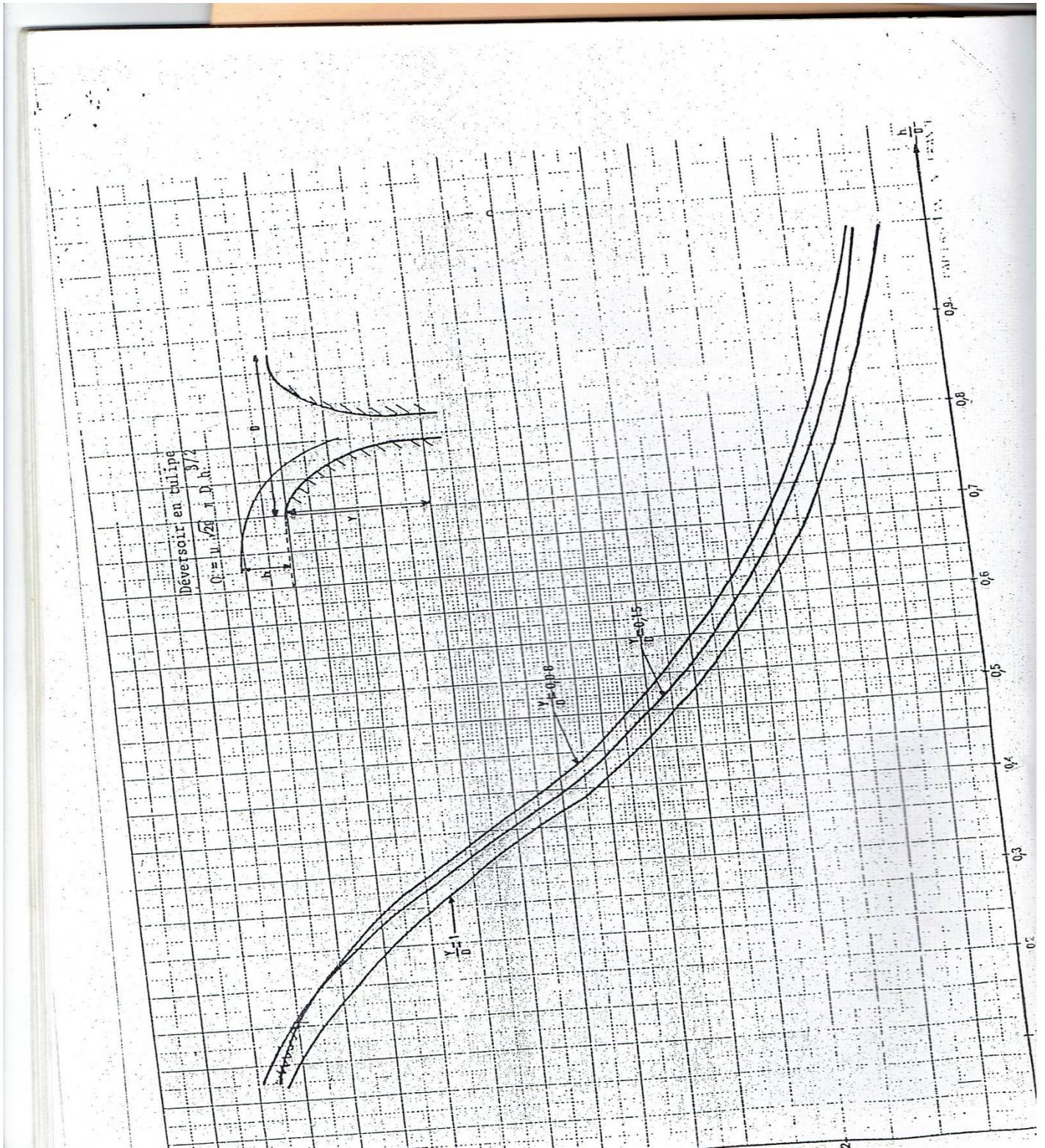
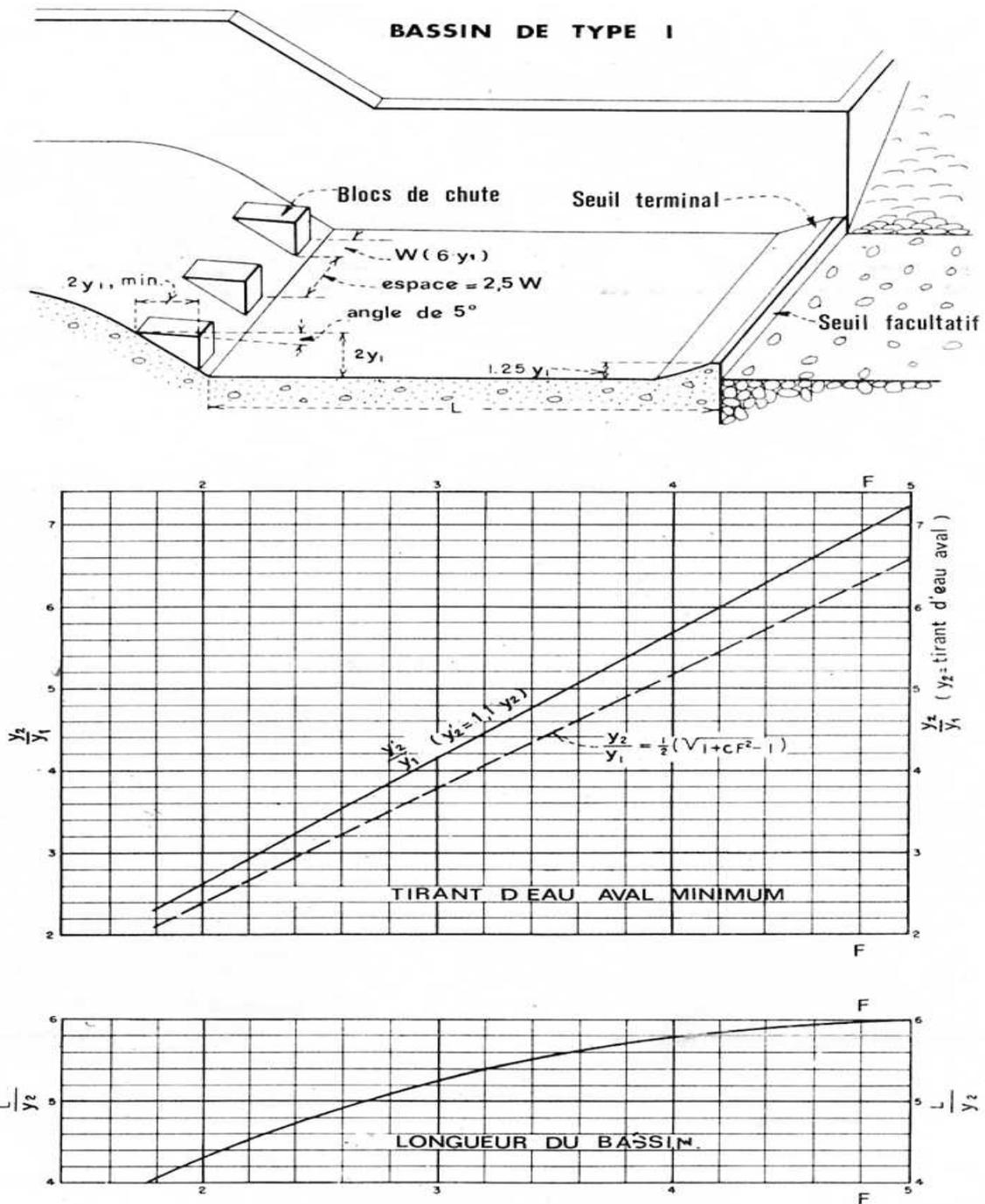


Figure.05. Détermination des caractéristiques du bassin de dissipation type I (USBR).
 (Extrait de « DESIGN OF SMALL DAMS »).



ANNEXE

Tableau.04. Calcul de la ligne d'eau dans le coursier

X(m)	Y(m)	V (m/s)	J (m/m)	Hs (m)	Fr	régime
0	4	7.146	0.0021	6.603	1.141	tor
9.60	2.916	9.802	0.0055	7.813	1.833	tor
19.20	2.540	11.252	0.0086	8.993	2.254	tor
28.80	2.305	12.402	0.0117	10.144	2.608	tor
38.40	2.136	13.383	0.0149	11.265	2.924	tor
48	2.006	14.249	0.0182	12.354	3.212	tor
57.6	1.902	15.027	0.0216	13.411	3.479	tor
67.2	1.817	15.735	0.0250	14.435	3.727	tor
76.8	1.745	16.384	0.0285	15.426	3.960	tor
86.40	1.683	16.983	0.0320	16.384	4.180	tor
96	1.630	17.539	0.0355	17.308	4.386	tor
105.6	1.583	18.055	0.0390	18.198	4.582	tor
115.20	1.542	18.537	0.0425	19.055	4.766	tor
124.80	1.505	18.987	0.0459	19.879	4.941	tor
134.4	1.473	19.408	0.0493	20.670	5.106	tor
144.00	1.443	19.802	0.0526	21.430	5.262	tor
153.60	1.417	20.172	0.0558	22.157	5.411	tor
163.20	1.393	20.520	0.0590	22.854	5.551	tor
172.80	1.371	20.846	0.621	23.521	5.684	tor
182.40	1.351	21.153	0.0651	24.158	5.810	tor
192.00	1.333	21.443	0.0680	24.766	5.929	tor
201.60	1.316	21.714	0.0709	25.348	6.042	tor
211.20	1.301	21.970	0.0736	25.902	6.150	tor
220.80	1.287	22.211	0.0763	26.430	6.251	tor
230.4	1.274	22.437	0.0789	26.933	6.347	tor
240.00	1.262	22.651	0.0813	27.412	6.438	tor



ANNEXE



ANNEXE
