

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 :

**DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES ANNEXES DU
BARRAGE OURKIS SUR OUED EL KEBIR
WILAYA D'OUM EL BOUAGHI**

PRESENTE PAR :
SALMI SMAIL

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M.K.MIHOUBI	Professeur	Président
D.DJODAR	M.C. (B)	Examinatrice
I.ZAIBAK	M.A. (A)	Examineur
M.BENSALAH	M.A. (A)	Examineur
B.BENLAOUKLI	M.C. (A)	Promoteur

Session - 2018

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissance et de respect :

- ✓ *A mes chers parents, pour tous les sacrifices qu'ils ont consentis à mon égard;*
- ✓ *A mes frères et mes sœurs ;*
- ✓ *A toute la famille SALMI;*
- ✓ *A mes amis; Abdenour, Yacine, Nacime, Amar, Youva ;*
- ✓ *A tous mes collègues et amis de l'ENSH;*
- ✓ *À tous mes camarades de classe, promotion 2017/2018 ;*
- ✓ *En un mot, à tout les gens qui ont contribué de près ou de loin à ma réussite.*



SALMI SMAÏLSeptembre 2018

Remerciement

En premier lieu, je tiens à remercier Dieu tout puissant qui m'a donné la force de continuer et d'achever ce travail.

*Je remercie fortement mon promoteur **Mr B.BENLAOUKLI** de m'avoir orienté par ses conseils judicieux dans le but de mener à bien ce travail.*

*Mes vifs remerciements à **Mr ZEROUAL** pour son aide, ses conseils et sa disponibilité durant toute la période de mon projet Et tous les enseignants de l'ENSH.*

*Je tiens à remercier aussi vivement **Mr DJ.HICHAM** pour son aide et sa disponibilité.*

Mon respect aux membres de jury qui me feront l'honneur d'évaluer mon travail.

*Je remercie beaucoup **ma chère famille notamment, mère, père, mes frères** pour leurs sacrifices, amour et soutien, que dieu vous garde pour moi.*

*Je remercie également **mes amis** avec qui j'ai passé des moments qui resteront graver en ma mémoire merci sincèrement, Que vous trouverez ici l'expression de ma reconnaissance.*

.....S/SMAIL

ملخص

تعتبر السدود أكبر خزانات المياه، وتستخدم في مختلف المجالات (التنمية الزراعية والري). أجرينا دراسة معمقة لبناء سد أركيس على واد الكبير في بلدية عين فكرون (ولاية أم البواقي) بهدف ضمان المياه اللازمة لري الأراضي الزراعية وإمدادات مياه الشرب

بعد دراسة تفصيلية عن جميع الجوانب (الجيولوجية والهيدرولوجية والطوبوغرافية) ، قمنا بتقسيم الأعمال الملحقة بالسد، وأحد الأشكال الأكثر ملائمة مع ضمان ثباتها

RESUME

Les barrages sont considérés comme les plus grands réservoirs d'eaux, utilisés dans divers domaines (développement agricole, irrigation). Nous avons effectué une étude approfondie de la construction du barrage d'OURKISS sur l'Oued El Kebir au niveau de la commune d'AIN FEKROUNE dans la wilaya d'OUM El BOUAGHI, ayant pour objectif d'assurer l'eau nécessaire à l'irrigation des terrains agricoles et l'alimentation en eau potable.

Après une étude pointue sur tous plusieurs aspects (géologiques, hydrologiques et topographiques), nous avons dimensionné les ouvrages annexes du barrage, et on pour la variante la plus appropriée tout en assurant leurs stabilités.

ABSTRACT

Dams are considered the largest reservoirs of water used in various fields (agricultural development, irrigation). We conducted a thorough study of the construction of OURKISS dam on the river of El Kebir at the town AIN FEKROUNE in the city of OUM El BOUAGHI, which aims to provide water for irrigation of agricultural lands and drinking water. After a detailed study of all aspects (geological, hydrological and topographical), we opted for the most appropriate variant for the dam and appropriate structures ensuring their stability. In regard to the realization we made a very clear explanation including

TABLE DES MATIERES

INTRODUCTION GENERALE.....	1
----------------------------	---

Chapitre I : Présentation du site

Introduction	2
I.1.Situation géographique.....	2
I.2.1 Situation géographique de la commune.....	2
I.2.2 Situation géographique du barrage Ourkis.....	3
I.2.Situation topographique.....	4
I.3.Situation géologique.....	4
Conclusion.....	4

Chapitre II : Etude géologique et géotechnique

Introduction.....	5
II.1 Contexte géologique et stratigraphique.....	5
II.2 Géologie régionale Ain Kercha/Ourkiss.....	7
II.3 Géologie du site de barrage.....	10
II.4 Cadre hydrogéologique du barrage.....	12
II.5 géologie locale du site.....	12
II.5.1 Barrage.....	12
II.5.2 Evacuateur de crues.....	12
II.6 Reconnaissances géotechniques.....	13
II.6.1 Barrage.....	13
II.6.2 Carrière	13
II.6.3 Zone d'emprunt	13
II.6.4 Essais de laboratoire	13
II.6.4.1 Echantillons du sol	13
II.6.4.2Echantillons de roche.....	14
II.7 Résultats géotechnique de terrain et de laboratoire.....	14
II.8 Séismicité.....	16
Conclusion	16

Chapitre III : Etude hydrologique

Introduction.....	17
III.1. Etude géomorphologique.....	17
III.1.1. Caractéristique géographiques du bassin versant.....	17
III.1.2. Caractéristiques géométriques du bassin versant.....	18
III.1.3. Caractéristiques morphologiques.....	18
1.. Indice de compacité de Gravelieus Kc	19
2.. Coefficient d'allongement.....	19

3. Rectangle équivalent.....	19
4. Répartition et courbe hypsométrique.....	20
5. Pente moyenne du bassin versant	22
6. Indice de pente globale I_{pg}	23
7. Indice de pente moyenne I_{pm}	23
III.1.4. Caractéristiques hydrographique.....	24
1. Pente moyenne de cours d'eau principal I_c	24
2. Densité de drainage	24
3. Temps de concentration.....	24
4. Vitesse de ruissellement.....	25
5. indice de pente de roche.....	26
III.2 Caractéristiques climatologiques.....	29
III.2.1 Températures.....	29
III.2.2 Evaporation.....	29
III.2.3 Pluviométrie.....	29
III.2.3.1 Répartition de la pluie moyenne dans le bassin.....	30
III.2.3.2 Précipitations maximales journalières.....	30
A.. Estimation des pluies journalières maximales.....	31
B.. Test d'homogénéité	31
C.. Choix de la loi d'ajustement.....	32
III.2.4 Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités.....	36
III.3 Etudes des apports.....	39
III.3.1 En utilisant les formules empiriques.....	39
III.3.2 Caractéristiques de l'écoulement.....	41
A.. Module de l'écoulement	41
B.. Module de l'écoulement relatif.....	41
C.. Lamme d'eau écoulée.....	41
D.. Coefficient de l'écoulement.....	41
E.. Coefficient de variation.....	42
III.3.4 Irrégularité des apports.....	43
III.3.5 Répartition de l'apport annuel estimé à une probabilité de 80%.....	43
III.4 Etudes des crues.....	44
III.4.1. Détermination des débits maximums fréquentiels.....	45
III.4.1.1. Les formules empiriques.....	45
III.4.2. Hydrogrammes de crue.....	46
III.4.3. Choix de la crue de projet.....	48
III.4.3. Choix de la crue du chantier	51
III.5. Apports solides et estimation du volume mort.....	52
III.5.1 Apport solide en suspension.....	52
III.5.2 Transport solide par charriage.....	54

III.6. Régularisation des débits.....	54
III.6.1. Répartition mensuel de l'apport 80%.....	55
III.6.2. Répartition mensuel des besoins.....	55
III.6.3. Courbes «Hauteurs – Capacités - Surfaces».....	56
III.6.4. Calcul du volume utile.....	58
III.6.4.1 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes.....	59
III.6.4.2 Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes).....	60
III.7. Laminage des crues	63
III.7.1 Méthode de Muskingum.....	64
III.7.1.2 Principe de la méthode de solution.....	65
III.7.1.3 Calcul du débit de sortie.....	66
III.7.1.4 Calcul du volume stocké.....	67
III.8. Etude d'optimisation	72
III.8.1. Revanche de la digue.....	73
III.8.2. Tassement de la digue et fondation.....	74
III.8.3 Largeur en crête.....	74
III.8.4. Calcul des coûts.....	75
III.8.4.1. Coût de la digue.....	75
III.8.4.2. Coût de l'évacuateur de crues.....	76
III.8.4.3. Coût total du barrage.....	78
Conclusion	80

Chapitre IV : Etude des variantes

Introduction	81
IV.1 Choix du type de l'évacuateur de crues.....	82
IV.2 Choix de la rive favorable.....	83
IV.3 Evacuateur latéral à entonnement frontal	83
IV.3.1 Canal d'approche.....	84
IV.3.2 Déversoir.....	85
IV.3.2.1 Quadrant amont.....	86
IV.3.2.2 Quadrant aval.....	86
A.. Calcul du rayon de raccordement du déversoir avec le bassin de dissipation....	87
B.. Calcul de la hauteur du parement en aval.....	87
C.. Calcul des paramètres et des coordonnées des points A, B et C.....	88
D.. Les paramètres du profil aval.....	90
A) Longueur de la courbure (L_c).....	91
B) Longueur de la tangente (L_t).....	91
C) Calcul hydraulique.....	91
IV.3.3 Convergent.....	92
IV.3.4 Coursier.....	95
IV.3.5 Bassin de dissipation.....	98

IV.3.6 Canal de fuite.....	100
IV.4 Evacuateur latéral à entonnement latéral	101
IV.4.1 Canal d'approche	102
IV.4.2 Déversoir et canal latéral	103
IV.4.3 Chenal d'écoulement	108
IV.4.4 Coursier	109
IV.4.5 Bassin de dissipation	113
IV.4.6 Canal de fuite.....	115
Conclusion.....	116

Chapitre V : Etude génie civil

Introduction	117
V.1 Etude de stabilité	117
V.1.1 Stabilité de déversoir	117
V.1.1.1 Calcul des forces	118
V.1.1.2 Stabilité au renversement	122
V.1.1.3 Stabilité au glissement	123
V.1.1.4 Stabilité au poinçonnement	123
V.1.2 Stabilité des murs bajoyers	124
V.1.2.1 Calcul des forces	125
V.1.2.2 Stabilité au renversement	126
V.1.2.3 Stabilité au glissement	126
V.1.2.4 Stabilité au poinçonnement.....	127
V.2 Calcul de ferrailage.....	127
V.2.1 Ferrailage de rideau de coursier	127
V.2.2 Ferrailage de la semelle de coursier	130
V.2.3 Ferrailage de radier de déversoir	133
Conclusion	135

Chapitre VI : Tour de prise et vidange de fond

Introduction.....	136
VI.1 Ouvrage de prise d'eau	136
VI.2. Dimensionnement de la prise d'eau	138
VI.3 Conclusion	140
VI.3.1 Disposition de l'ouvrage de vidange	140
VI.3.2 Dimensionnement de l'ouvrage de vidange	141
VI.3.3 Conclusion	144

Chapitre VII : Organisation de chantier

Introduction.....	146
-------------------	-----

VI.1. Les principaux intervenants sur chantier.....	146
VI.2. Travaux préparatoires et installation de chantier	147
VI.2.1 Installations destinées au personnel	147
VI.2.2 Installations destinées au stockage des matériaux	148
VI.2.3 Installations destinées à la réparation des engins.....	148
VI.2.4 Installation destinée pour la préfabrication.....	148
VI.3.Travaux de réalisation.....	149
VI.3.1 Implantation des ouvrages sur chantier	149
VI.4 Planification	149
VI.5.1 Attribution des durées de chaque opération	150
VI.5.2 Délai de construction et programme des travaux	150
VI.5.4 Techniques de la planification.....	151
VI.5.4.1 Méthodes basées sur le réseau.....	151
VI.5.4.2 Méthode du tableau.....	152
VI.5.4.3 Planification avec la méthode de GANTT (méthodes des barres)	152
Conclusion	152
CONCLUSION GENERALE	153

LISTE DES FIGURES

Figure I.01 Plan communal de la Wilaya d'Oum El Bouaghi.....	2
Figure I.02 Extrait de la carte géologique de l'Algérie; Oum El Bouaghi	9
Figure I.03 : Extrait de la coupe interprétative de la carte géologique de l'Algérie.....	9
Figure I.04 Extrait de la légende de la carte géologique	10
Figure I.05 : Carte de micro zonage sismique du territoire national-RPA 99 (Version 2003)....	15
Figure III.01 Délimitation du bassin versant Ourkiss.....	18
Figure III.03 Carte hypsométrique du bassin versant Ourkiss	21
Figure III.04 Courbe hypsométrique du bassin versant d'Oued Ourkiss.....	23
Figure III.05 Répartition mensuelle de la température.....	29
Figure III.06 Répartition mensuelle d'évaporation.....	29
Figure III.07 Répartition mensuelle des précipitations.....	30
Figure III.08 Représentation graphique de la loi de Gumbel.....	33
Figure III.09 Représentation graphique de la loi de GALTON.....	35
Figure III.10 Représentation graphique de la loi normale (série des apports du site)	35
Figure III.11 Répartition mensuelle des apports 80% de site de barrage.....	39
Figure III.12 Hydrogrammes des crues probables en fonction du temps	48
Figure III.13 Hydrogrammes des crues de projet en fonction du temps	50
Figure III.14 Hydrogrammes des crues de chantier en fonction du temps	51
Figure III.15 Courbe volumétrique	57
Figure III.16 Courbe capacité-hauteur.....	57
Figure III.17 Courbe hauteur-surface.....	58
Figure III.18 Laminage à travers un barrage.....	65
Figure III.15 Evacuateur à surface libre à entonnement frontal.....	66
Figure III.16 Modélisation de la courbe capacité- hauteur.....	67
Figure III.17 Modélisation de la courbe surface-hauteur.....	68
Figure III.18 Courbe caractéristique du barrage pour $b=6$ m.....	69
Figure III.19 Hydrogrammes de sorties.....	72
Figure IV.1 Schéma général d'un évacuateur latéral à entonnement frontal.....	83
Figure IV.2 Forme du seuil de déversoir : Fan-shaped contraction.....	85
Figure IV.3 Paramètres du profil amont d'un déversoir USBR	86
Figure IV.4 Profil du déversoir et de la nappe déversante (Creager).....	90
Figure IV.5 Paramètres du profil aval d'un déversoir USBR.....	90
Figure IV.6 Forme du seuil et la contraction des murs du chenal d'écoulem.ent.....	93
Figure IV.7 Δz et Δs du convergent.....	93
Figure IV.10 Graphique de la ligne d'eau dans la 1 ^{ère} partie de coursier (1 ^{er} variante).....	96
Figure IV.11 Schéma de bassin de dissipation USBR type III.....	99
Figure IV.12 Description de l'évacuateur de crue latéral.....	102
Figure IV.13 Profil du déversoir et de la nappe déversante.....	105
Figure IV.14 détail du quadrant amont.....	106
Figure IV.15 Vue en plan du canal latéral (auge de réception) divisé en tranches.....	107

Figure IV.16	Profil en longe du canal latéral (l'auge de réception).....	108
Figure IV.17	Graphique de la ligne d'eau dans le coursier (2eme variante).....	112
Figure IV.18	Schéma de bassin de dissipation USBR type III.....	115
Figure V.01	Répartition des forces horizontales et verticales agissantes sur le déversoir.....	117
Figure V.02	Prédimensionnement du déversoir.....	119
Figure V.03	Epure des sous pressions dynamiques.....	121
Figure V.04	Les pressions agissantes sur le déversoir et la semelle.....	122
Figure V.05	Les pressions agissantes sur le mus des bojoyers.....	125
Figure V.06	Calcul ferrailage de coursier.....	128
Figure V.07	Diagramme des contraintes de la semelle du mur de bajoyer.....	131
Figure V.08	Diagramme des contraintes de la semelle du déversoir.....	134
Figure VI.01	Répartition mensuelle de la demande (AEP, AEI).....	139

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II.1 Stabilité de l'évacuateur de crues - Paramètres géotechniques de la fondation.....	12
Tableau II.2 Coefficients d'accélération sismique.....	15
Tableau III.01 Coordonnées de la courbe hypsométrique.....	21
Tableau III.02 Tableau Récapitulatif des temps d concentration.....	25
Tableau III.03 Tableau de calcul d'indice de roche	26
Tableau III.03 Tableau Récapitulatif des caractéristiques du bassin versant.....	27
Tableau III.04 Répartition mensuelle des températures	28
Tableau III.05 Répartition mensuelle de l'évaporation.....	29
Tableau III.6 Station pluviométrique.....	30
Tableau III.7 Répartition des pluies moyennes mensuelles	30
Tableau III.8 Pluies maximales journalières de la station de TAGMA	30
Tableau III.9 Caractéristiques de la série des pluies maximales journalières.....	31
Tableau III.10 Test de Wilcoxon.....	32
Tableau III.11 Résultat de l'ajustement à la loi de GUMBEL.....	33
Tableau III.12 Résultat de l'ajustement à la loi de GALTON.....	34
Tableau III.13 Précipitations maximales journalières pour chaque fréquence.....	36
Tableau III.14 Précipitations et les intensités pour les différentes fréquences.....	37-38
Tableau III.15 Récapitulatif de calcul des Apports moyen interannuel.....	41
Tableau III.16 Répartition mensuelle de l'apport moyen de la station	41
Tableau III.17 Répartition mensuelle de l'apport moyen calculé du site.....	41
Tableau III.18 Récapitulatif des résultats des coefficients des variations.....	43
Tableau III.19 Résultats de l'ajustement rapporté à la loi normal des apports.....	43
Tableau III.20 Répartition mensuelle de l'apport annuel de fréquence 80%.....	43
Tableau III.21 Récapitulatif des débits maxima de crue.....	46
Tableau III.22 Coefficients de forme de l'hydrogramme de crue	52
Tableau III.23 Les valeurs des débits de pointe optées.....	52
Tableau III.24 Coefficients de forme de l'hydrogramme de crue δ	53
Tableau III.25 Valeurs des débits de crues en fonction du temps.....	47
Tableau III.26 Crue de projet recommandée.....	49
Tableau III.27 Choix de la crue de projet.....	49
Tableau III.28 Différentes valeurs de « α ».....	53
Tableau III.29 Les valeurs du volume mort en suspension.....	54

Tableau III.30	Répartition mensuelle de l'apport.....	55
Tableau III.31	Répartition mensuelle des besoins.....	55
Tableau III.32	Courbe topographiques et volumétriques.....	56
Tableau III.33	Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm ³).....	59-60
Tableau III.34	Régularisation saisonnière compte tenu des pertes en (Mm ³).....	61
Tableau III.35	Valeurs de h et les plages de variation en période de crue	66
Tableau III.36	Calcul de la courbe caractéristique du barrage pour b=15 m.....	68
Tableau III.37	Calcul de l'hydrogramme de sortie pour b=15 m.....	69
Tableau III.38	Hydrogramme d'entrée et les hydrogrammes de sorties.....	70-71
Tableau III.39	Tableau récapitulatif des résultats de laminage.....	72
Tableau III.40	Résultats de calcul de la revanche.....	74
Tableau III.41	Résultats de calcul de la largeur en crête.....	75
Tableau III.42	Coût de la digue.....	76
Tableau III.43	Coût de déversoir.....	76
Tableau III.44	Coût de coursier.....	77
Tableau III.45	Coût du canal d'approche.....	78
Tableau III.46	Coût total du barrage.....	79
Tableau III.47	Résultats de l'étude d'optimisation.....	79
Tableau III.48	Tableau récapitulatif de l'étude de la régularisation et du laminage.....	79
Tableau IV.01	Valeurs des paramètres K et n.....	86
Tableau IV.02	Paramètres et coordonnées des point A, B et C	88
Tableau IV.03	Calcul du profil Creager du déversoir (parement aval)	89
Tableau IV.04	Vitesse et profondeur au pied aval de déversoir.....	94
Tableau IV.05	Calcul de ligne d'eau dans la 1 ^{ère} partie du coursier (1 ^{ère} variante).....	96
Tableau IV.06	Hauteur des murs bajoyers du coursier (1 ^{ère} variante).....	97
Tableau IV.07	Vérification de phénomène d'aération dans le coursier (1 ^{ère} variante).....	98
Tableau IV.08	Choix du type de bassin de dissipation selon l'USBR.....	98
Tableau IV.09	Dimensions des dents défectrices.....	100
Tableau IV.10	Dimensions des blocs de chicane.....	100
Tableau IV.11	Calcul du profil Creager du déversoir (parement aval).....	104
Tableau IV.12	Les origines O pour les rayons Ri.....	106
Tableau IV.13	Calcul de la ligne d'eau dans la première tranche	108
Tableau IV.14	Tableau récapitulatif des côtes de la ligne d'eau et d'auge.....	108
Tableau IV.15	Calcul de ligne d'eau dans le coursier (2 ^{ème} variante).....	111

Tableau IV.19 Hauteur des murs bajoyers dans le coursier (2ème variante).....	112
Tableau IV.20 Vérification de phénomène d'aération dans le coursier (2ème variante).....	113
Tableau IV.21 Choix du type de bassin de dissipation selon l'USBR.....	113
Tableau IV.22 Dimensions des dents défectrices.....	115
Tableau IV.23 Dimensions des blocs de chicane.....	115
Tableau V.01 Calcul des sous pressions par la méthode de Bligh.....	120
Tableau VI.01 Distribution mensuelle de la demande (Irrigation et eau potable).....	138
Tableau VII.01 Symboles des opérations.....	148
Tableau VII.02 Les paramètres du réseau à nœuds.....	149
Tableau VI.03 Détermination du chemin critique par la méthode du tableau	150

Introduction générale

Avec une démographie galopante et une demande en eau croissante, l'Algérie et généralement et particulièrement la wilaya d'Oum el bouaghi, doit non seulement mobiliser les ressources de son territoire mais aussi un grand nombre de barrages des wilayas avoisinantes.

L'objet de ce travail est l'étude du barrage Ourkis sur oued El kebir, à travers sept chapitres, sachant que chacun de ces chapitres nous donne des informations et une idée sur la faisabilité du barrage. Pour les deux premiers, qui sont l'étude topographique et l'étude géologique et géotechnique Ils permettent de localiser avec précision le site favorable de la retenue puis on détermine les caractéristiques morphologiques et climatologiques et analyser le comportement hydrologique d'un bassin versant qui se termine par une étude d'optimisation pour donner la largeur optimale de déversoirs à partir d'une étude hydrologique, ensuite par une étude technico-économique qui nous a permis de choisir la variante la plus adéquate pour l'évacuateur de crues de notre barrage et on va vérifier leur stabilité.

Puis on a la deuxième partie de ce mémoire qui est la conception et le dimensionnement des ouvrages annexes de notre ouvrage. En fin on termine par l'organisation de chantier afin de réaliser le projet dans des délais courts et à moindres coûts.

Introduction

Pour la réalisation d'un barrage, il est nécessaire avant tout de bien examiner les objectifs qui en découlent pour les caractéristiques de l'ouvrage à concevoir et son implantation, en tenant compte sur la bonne connaissance des conditions géologiques, géotechniques et hydrologiques du site.

L'étude nous impose plusieurs variantes de choix des axes de l'implantation du barrage, pour laquelle on devra choisir la meilleure solution de point de vue économique et technique.

Avant l'étude d'un aménagement hydraulique, il est primordial d'avoir une bonne connaissance de la zone, afin de faciliter plusieurs taches, notamment les sorties sur terrain qui nécessitent la connaissance de la géographie de la région et l'accès aux sites pour pouvoir étudier tous les choix possibles, ainsi qu'examiner les conditions géologiques, géotechniques, topographique et hydrologiques du site.

Pour cela, dans ce chapitre, nous allons présenter le site du barrage.

I.1 Situation géographique

I.1.1 Situation géographique de la commune d'Ain Fakroun

Géographiquement, le barrage ourkiss sur l'Oued El Kebir et Oued Ourkis est situé dans la commune de Ain Fekroun dans les hautes plaines constantinoises au Nord Est des Aurès et au Nord des pays des lacs de la wilaya de la Wilaya d'Oum El bouaghi, Le site de ce barrage se situe dans la commune d'Ain fekroun wilaya de Batna. Il est limité Au nord par les communes de sigus, el amira, à l'est par les communes oum el bouaghi et ain diss, au sud par la commune de bouqherra saoudi à l'ouest par la commune de toumghani l'Est par Djebel el Beredaa,

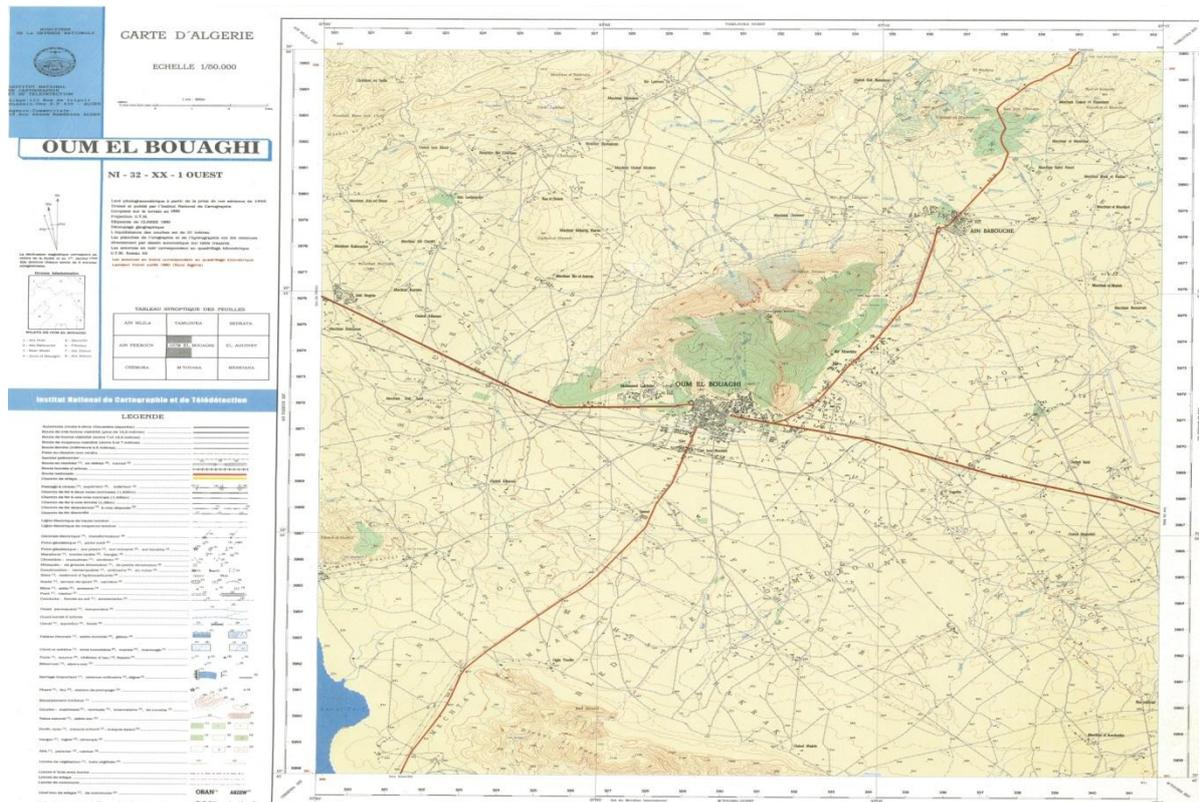


Figure I.01 : Carte topographique AIN FEKROUN EST échelle 1/50 000.

I.1.2 Situation géographique du barrage Ourkis

Le site est situé sur Ourkiss aux points de coordonnées UTM de la zone 31 :

X= 313,96 Km.

Y = 3972,31 Km.

Z = 917 m

Et les coordonnées Lambert sont les suivantes :

Latitude (Degrés) : entre 35°50' et 34°23'

Longitude (Degrés) : entre 6°45' et 6°.57'

L'ouvrage a pour but la régularisation interannuelle des débits du cours d'eau et l'utilisation de cet apport pour la fourniture d'eau potable aux localités avoisinantes et l'irrigation de petits périmètres situés en aval d'une superficie totale de 600 Ha.

La côte de l'Oued au niveau du site est à 296 m NGA environ.

I.2 Situation topographique :

Du point de vue morphologie, trois ensembles physiques peuvent être identifiés :

- L'ensemble montagneux du Djebel Oum kechrid au Sud, avec une morphologie irrégulière présentant une activité morfo-dynamique apparente. Les altitudes moyennes varient entre 1000 et 1050 m : le point culminant est à 1208m. les pentes varient entre 12 et 25 % dans les hauts versants, elles sont par contre faibles (3 à 12%) dans les bas piémonts.

La structure géologique du relief est à dominance calcaire associée aux marnes. Dans les bas piémonts les formations sont beaucoup plus argilo-sableuses du miocène moyen, les galets alluvions sont repartis dans les dépressions.

- A l'Est et au Nord-est, un paysage collinaire prédomine : Djebel Ferroukh 1107m, Djebel Hazmal 1163m, et Hireche 1080m. les pentes sont assez importantes variant entre 12% et 25%. Les formations géologiques prédominantes sont généralement des strates calcaires intercalées dans les marnes. De la même façon s'individualise l'ensemble de Djebel Loussalit (El Knira) à l'Ouest constituant un système collinaire de moyenne altitude (950m). les versants sont réguliers, homogènes et présentent des dénivellations légèrement importantes. La structure est essentiellement calcaire de crétacé moyen, en fait c'est une continuité de la structure anticlinale de Djebel Fortass.

- La plaine D'AIN FAKROUN s'identifie par ses particularités morphologiques et géométriques. Elle présente une topographie inclinée et en forme de quadrilatère. Les aspects complexes sont dus à l'alternance de tectoniques et de morfo dynamiques. Les altitudes sont entre 850 et 900m, les pentes sont faibles (0 à 3%). Les plaines sont recouvertes d'un manteau de matériel alluvionnaire du post-pliocène.

D'après les données topographiques précédentes on observe que la zone d'étude est accidentée telle que les altitudes des points extrêmes sont 920m NGA à l'aval c'est-à-dire au niveau du barrage d'Ouarkis et 986m NGA au niveau du réservoir existant El Feroukh, mais le relief reliant ces deux points est accidenté telle que le point le plus haut culmine à une altitude 1107m NGA. Quant au point le plus bas entre les deux limites à une altitude de 960m NGA, cela montre qu'il n'y a pas d'uniformité du terrain naturel et aussi qu'il y a un risque d'écroulement de la ligne de charge.

I.3 Situation géologique :

La géologie du sol joue un rôle important du point de vue économie et stabilité, car elle détermine le mode de réalisation des tranchées, et les engins à mettre en place sur chantier. Cette étude nous renseigne sur la structure et les caractères du sol de la région en général.

On se trouve dans une zone où interfèrent les domaines saharien et tellien, l'emplacement des chaînes telliennes fut occupé au secondaire et tertiaire par un fossé de sédimentation. La limite Sud est marquée par une importante ligne de chevauchement dit Sud tellien et les hautes plaines correspondent à une zone surélevée où la couverture néritique (sédiments marins) déposée sur la plateforme continentale des terrains crétacés et éocènes est moins épaisse que dans les chaînes telliennes et peu plissée. Le terrain le plus ancien affleurant dans la région étudiée est le trias, essentiellement constitué d'argiles bariolées, le plus souvent rouge à gypse, avec des cristaux de quartz bipyramide et plus souvent des blocs d'ophites localement existant et des calcaires jaunes ou gris en plaquettes. Cet ensemble représente le trias supérieur et moyen.

L'absence quasi-totale d'arbres donne à la région une physionomie très particulière, une maigre couverture forestière très dégradée (genévriers, chênes kermès et quelques pins d'Alep) conservés qui sont localisés dans la partie Nord de Djebel Oum El Kechrid, Djebel Ferroukh, Djebel Hazema et du Kef AIN FAKROUN. Tous les autres reliefs restent dénudés.

(Source : ANBT, 2015)

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons présenté le site du barrage Ourkis en présentant des données géographiques, topographiques et géologiques qui nous permettent d'identifier le site.

Introduction

Les études géologiques et géotechniques sont des stades très importants dans la conception des barrages, basée essentiellement sur les données recueillies in situ grâce à des observations faites sur le site, après plusieurs campagnes de reconnaissance faite sous forme de prospection, par sondages et puits en différents endroits de la retenue (zone d'emprunt et zone d'emprise de la digue) et aussi avec l'analyse descriptive (la lithologie) des formations géologiques constituant le relief.

Dans ce présent chapitre on décrira sommairement la géologie et les conditions géotechniques du site.

II.1. Contexte Géologique et stratigraphique de la région d'étude

La géologie de l'axe Oued Athmania- Ain Kercha-Ourkiss et Ain Kercha-Koudiat Medaouar, ne peut être dissociée de la géologie assez complexe des hautes plaines constantiniennes. Celle-ci constituée par plusieurs unités disposées en "écaillés", au cours de l'orogénèse alpine, sur les formations alloctones situées plus au sud.

La carte géologique de Constantine (1/200 000) montre l'existence de deux unités principales: l'autochtone sud aurésien, et la nappe nérétique constantinienne, sur laquelle reposent les nappes telliennes. Ces deux unités sont séparées par les écaillés de Selloua.

II.1.1 Autochtone et le parautochtone sud aurésien

Il couvre toute la partie sud de la feuille. L'autochtone est recouvert par les terrains quaternaires qui entourent les Sebkhah de Garret Ank Djamel et Garret Guellif. Il n'est donc pas visible à l'affleurement.

Le parautochtone peut être par contre observé, au niveau des Djebels Tarbennt et Toumbait dans la région d'Aïn Yagout, ainsi que dans les Djebels Oum Kchrid et Si Reghis entre Aïn Kercha et Oum El Bouaghi.

Il est représenté par des formations à dominance carbonatées ou marneuses, dans lesquelles s'intercalent des niveaux gréseux ou conglomératiques, allant du Lias inférieur carbonaté au Miocène marin transgressif.

II.1.2 Nappe nérétique constantinienne

Débuté au nord du sillon de Selloua, qui se prolonge jusque dans la plaine d'Aïn M'Lila.

Elle est caractérisée par la présence du jurassique supérieur carbonate, surmonté par les formations calcaires ou calcaréo-dolomitiques du crétacé inférieur. Toutes ces formations affleurent dans les Djebels Gueriou, Halilif et Gueroua situés au nord-est et sud-ouest d'Aïn M'lila.

II.1.3 Autochtone sud aurésien et la nappe néritique constantinieuse

Ils sont séparés par le sillon de Selloua, qui s'étend depuis la plaine d'Aïn M'lila à l'ouest, jusqu'à Sedrata située au nord-est de la feuille.

Le sillon de Selloua est occupé par une série de formations plissées et des écailles, a dominance marneuse ou marno-calcaire allant du Valanginien au Miocène. Ces formations s'appellent Unités allochtones sud-constantinieuse.

II.2 Géologie Régionale-Aïn Kercha / Ourkiss

II.2.1 Lithologie

Le couloir Aïn Kercha Ourkiss est situé du point de vue structural dans le sillon de Seloua il est caractérisé par:

- La plaine d'Aïn Kercha recouverte par les dépôts d'âge Quaternaire, représentés par des alluvions caillouteuses de plateaux, des poudingues, des dépôts lacustres, et des croûtes calcaires.
- Le domaine des plis et écailles qui constituent la terminaison SW Chebka Selloua à l'est, ainsi que les terrains Crétacé, forment la limite septentrionale des unités autochtones et parautochtones aurésien

II.2.1.1 Formations parautochtones

Ils occupent la partie située au sud de l'axe Aïn Kercha-Ourkiss. Elles sont représentées par:

- **L'Aptien:** formé par des calcaires indifférenciés visible dans les Djebels Kchrid, Ahmar Kheddou, et Guellif, et se prolongent vers l'est en direction d'Ourkiss. Les sondages réalisés montrent qu'il s'agit en fait d'un ensemble calcaire-dolomitique.
- **L'Albien:** constitue de grès à la base, marnes grises et de marno-calcaires, se présente sous forme de lambeaux de calcaire essentiellement sur le flanc nord du Kchrid et au sud d'Ourkiss.

II.2.1.2 Formations allochtones ou écailles de Selloua

Elles englobent:

- **Le Cénomaniens:** forme les écailles situées au sud d'Aïn Fakroun qui se prolongent en direction d'Oum El Bouaghi. Il est constitué essentiellement de marnes et marno-calcaire.
- **Le Turonien:** repose en concordance sur le Cénomaniens, et présente le même faciès que lui. Il peut être observé entre Aïn Fakroun et Ourkiss sous formes d'écailles, orientées NE-SW.

Vers le sud-ouest, il disparaît sous les terrains de couverture, et seuls quelques lambeaux sont visibles à l'est d'Argoub Sedra.

- **Le Coniacien-Santonien:** sont regroupés ici, car ils présente le même faciès, constitué de marno-calcaire et marnes grises ou bleues glauconieuses. Ces unités sont bien individualisées mais ne présentent pas de structure bien définie.
- **Le Campanien Maestrichtien:** est présent uniquement à l'est d'Aïn Fakroun. Il est formé de calcaire, de marno-calcaire et marnes.
- **L'Yprésien:** Il est présent sous forme d'une auréole, située au sud d'ouled Igli, dans le synclinal de Draa el Hadj, ainsi que sur l'est du Djebel Hrich. Il est constitué de marno-calcaire et de calcaires à silex phosphatés et bitumineux.
- **Le Lutétien:** affleure sous forme d'une bande de faible épaisseur, constituant l'aire synclinale de Draa el Hadj. Il est représenté par des marnes, des argiles, et des calcaires

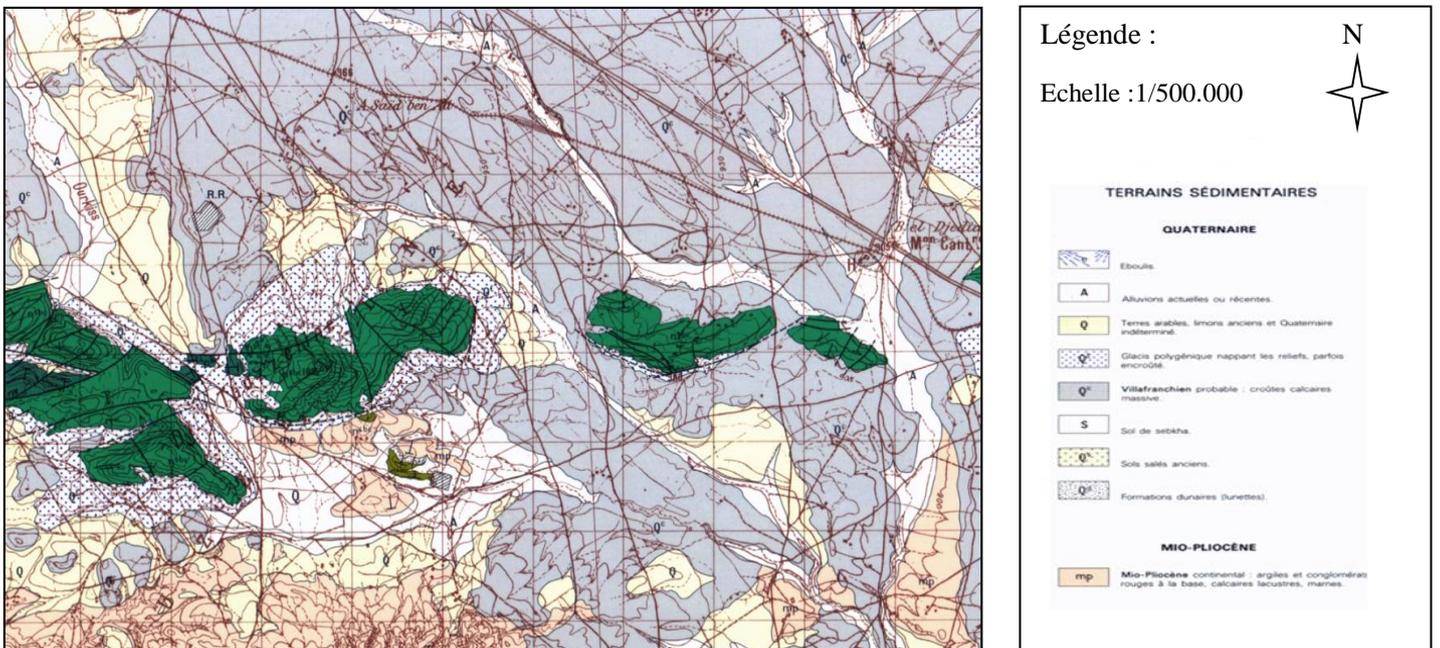


Figure I.01 : Extrait de la carte géologique de l'Algérie ; Oum El Bouaghi (EX-CANROBET ; première édition) Échelle : 1/500.000. (Source : ANBT, 2015)

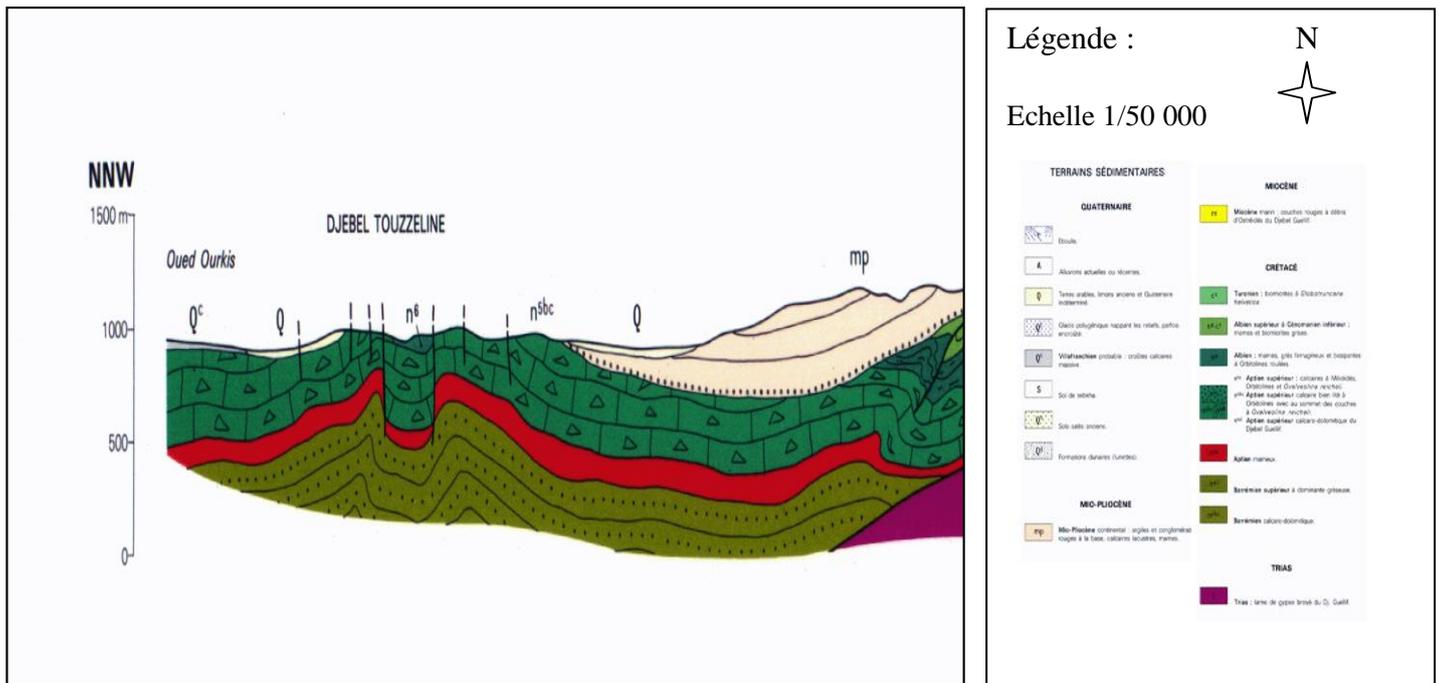


Figure I.02 : Extrait de la coupe interprétative de la carte géologique de l’Algérie ; Oum El Bouaghi (EX-CANROBET ; première édition) – Échelle : 1/500.000 (source : ANBT, 2015)

II.2.2 Tectogénèse

La plaine d’Aïn Kercha, qui prolonge celle d’Aïn M’ lila à l’ouest, est située dans un bassin d’effondrement, dont les unités à dominance marneuses ou marno-calcaires affleurent seulement dans la région d’Aïn Fakroun, ou elles forment les "écaillés" et les plis enchevêtrés et faillés de Chebket Selloua. Ces derniers sont orientés SW-NE et se prolongent en direction du NE. Leur mise en place s’est effectuée selon C Voute et Chr Bar par des mouvements, qui se sont faits sentie dès le Crétacé moyen et qui se sont poursuivis jusqu’à leur paroxysme durent l’Eocène, avant de reprendre au Miocène. Le domaine autochtone aurésien représenté par Djebel Kchrid, et dont fait partie le site d’Ourkiss, a été mis en place selon S. Guellal et J.M Villa à la laveur de deux phases tectoniques superposées (atlasienne et alpine), séparées par un stade d’érosion.

II.3 Géologie du site du barrage d’Ourkis

Le site de barrage d’Ourkis se trouve sur la rivière du même nom dans une vallée en V creusée à travers le Djebel Oum Kchrid. Comme le montre la carte géologique ci-jointe, le Djebel est formé par des formations d’âge Aptien composées de calcaires, dolomites, calcaire dolomitiques et accessoirement aussi de calcaires marneux. Ces roches sont compétentes, parautochtones, plissés et faillées. Mis à part la traversées de la rivière où on rencontre d’épars dépôts alluviaux de graviers, de sables et d’argiles, rarement plus épais de 3 mètres, des affleurements de calcaires et dolomies des formations Aptiennes, couvrent presque entièrement les deux flancs du site de la digue, ainsi qu’une grande partie de la cuvette, notamment les pentes qui montent du fond de la cuvette vers le Djebel Oum Kchrid. La

déformation par plis et failles a créé un important réseau de fractures dans les roches Aptiennes. Ces fractures forment un système orthogonal subvertical et elles suivent aussi les plans stratigraphiques. L'altération et la dissolution par les eaux de pluie ont agrandi les fractures et des cavités karstiques de petite taille ont été formées. De ce fait, le massif rocheux est devenu perméable. Cependant les fractures sont rarement plus larges que 200 mm. L'investigation géophysique et les forages exécutés par l'entreprise HYDRO PROJECT, sur le site n'ont rien trouvé qui indiquerait la présence de grandes cavités de dissolution, des avens et de dolines dans les alentours immédiats de la digue et de la cuvette. Bien que l'on puisse observer sur de larges surfaces de roches exposées sur le Djebel que les fractures élargies sont généralement remplies de limon d'argile, on peut trouver localement des fractures ouvertes, en particulier dans les affleurements des roches calcaires et dolomitiques.

Un aquifère perché existe le long de l'Oued Ourkiss dans les parties où la rivière est pérenne. Le niveau de la nappe régionale dans le Djebel Oum Kchrid varie de 15 à 40 m sous la surface.

Au nord du Djebel, en amont du site de la digue, la vallée s'ouvre pour former un paysage ondulant dominé de collines formée d'argile, de limon et de gravier d'âge Quaternaire à récent. Des croûtes calcaires d'origine pédogénique se rencontrent dans certains limons et ces roches. En raison de leurs compositions, ces dépôts récents sont imperméables. Ils reposent de façon discordante sur les calcaires et dolomies de l'Aptien au pied nord du Djebel et leur épaisseur augmente vers le nord. Dix mètres au nord du contact en surface entre les argiles et limons Récents d'un côté et les calcaires et dolomies de l'autre côté, les dépôts Récent atteignent déjà une épaisseur supérieure à 3 m.

En aval du site de la digue, sur le flanc gauche, des dépôts d'argile et de gravier du Miocène recouvrent les roches Crétacées comme on peut l'observer dans des vallées creusées par de petits affluents.

II.4 Cadre hydrogéologique

L'Oued Ourkis est pérenne. Quand les roches Quaternaires à Récentes et les sols de la cuvette du barrage sont sous-jacents, la nappe phréatique aux alentours de la rivière est très peu profonde. Une étude de la nappe phréatique entreprise dans des puits creusés pour l'approvisionnement en eau de la communauté agricole vivant dans et près de la cuvette du barrage a relevé que les nappes phréatiques se trouvent à des profondeurs variant entre 1 et 5 m en dessous de la surface du sol. (Source : ANBT, 2015)

Au site du barrage, l'Oued Ourkis est pérenne et donc, la nappe phréatique est à la surface. Des sondages d'exploration farés au site traversent cependant des nappes phréatiques à des profondeurs de 15 à 30 m en dessous du niveau de la rivière. Ceci indique l'existence d'une nappe phréatique perchée dans une section de la vallée de la rivière Ourkis, là où elle traverse les calcaires et les calcaires dolomitiques d'âge Aptien. La nappe phréatique régionale dans

ces roches est trouvée généralement à 10 m plus bas ou plus elle a été rencontrée à des profondeurs variables. Ceci est dû aux fractures et aux failles qui se trouvent dans la roche.

II.5 Géologie locale du site

II.5.1 Barrage

La fondation des ouvrages du barrage sera réalisée à une profondeur d'environ 1 à 1,5m (flanc gauche, et flanc droit) sur une roche dure à très dures et moyennement altéré à fraîche, généralement dolomie sableuses, à diaclases moyennement rapprochées à espacées.

Les alluvions se trouvant dans le lit de la rivière ont une épaisseur assez mince (<3m environ) et seront enlevées.

II.5.2 Evacuateur de crue

La fondation de l'évacuateur de crue sur la rive gauche sera réalisée sur dolomie où dolomie gréseuse, dure, à joints très rapprochés et avec les petites cavités. L'évacuateur de crues aura une profondeur située entre 3,5m et 6m environ.

Les graviers et les dépôts de sable (de Miocène à Pliocène) arrivent en aval du saut de ski de l'évacuateur de crues. Ceux-ci sont très susceptibles à l'érosion. Il est donc recommandé de les enlever et de les utiliser comme matériaux de construction des talus du barrage. Une protection contre l'érosion peut être exigée, selon le degré de désagrégation et de fissuration des roches crétacées sous-jacentes. La perméabilité, la masse rocheuse, sauf dans certaines zones qui trouvent généralement à des profondeurs à 20m.

De petites cavités de dissolution sont visibles dans les carottes (2cm environ), mais aucune cavité ouverte importante n'a été rencontrée par les sondages. Dans le sondage S1, à partir d'une profondeur de 50 à 59m il y avait des contournements dans les essais de Lugeons, avec une absorption totale.

Ces régions constituent les zones ayant une absorption d'eau élevée et significative qui nécessiteront les injections avec un coulis de ciment liquide.

II.6 Reconnaissances, géotechniques

Une étude géologique et géotechnique du site du barrage d'Ourkis et de sa cuvette a été réalisée en 2004 et 2005. Une étude géophysique ; qui a compris une investigation de microgravité permettant de déterminer la nature de karst dans la roches Aptiennes et une étude de résistivité électrique aidant à déterminer l'épaisseur des dépôts d'argile de l'ère Quaternaire à Récent qui couvrent les formations calcaires, a également été réalisée à ce moment-là. Les travaux se sont déroulés comme suit :

II.6.1 Barrage

Les travaux in situ ont consistés de la réalisation de 15 sondages carottés, numérotés dz S1 à S15, forés au site du barrage et le long de certains endroits longeant le Djebel Oum Kchrid. Ils

ont pour objectifs d'investiguer la lithologie, le degré de facteurs et d'altération ainsi que la nature karstique des roches. La répartition des sondages s'est effectuée de manière suivante :

- 5 au niveau de la rive droite (S1, S5, S8, S9 et S15)
- 1 niveau du lit de la rivière (S2)
- 5 au niveau de la rive gauche (S3, S6, S7, S13 et S14)
- 2 positionnée dans anomalies gravimétriques au bord de la rivière amont (S11 et S12)
- 2 sans l'axe de l'évacuateur de crue original (S4 et S10)

Les sondages ont été équipés de piézomètres permettant d'enregistrer les fluctuations de la nappe phréatique. Des essais de Lugeons ont été réalisés dans les sondages exécutés au site du barrage.

II.6.2 Carrière

Les travaux in situ ont consistés de la réalisation de quatre (4) sondages carottés :

- 1 sondage carotté numéroté SC1 à la carrière potentielle N° 1 et
- 3 sondages carottés numérotés de SC2 à SC4 à la carrière potentielle N° 2.

II.6.3 Zone d'emprunt

Un total de 21 puits a été réalisé dans la cuvette du barrage. Des échantillons des couches représentatives ont été ramassés dans les puits et soumis à des essais en laboratoire.

II.6.4 Essais de laboratoire

II.6.4.1 Echantillons du sol

- 15 déterminations des Limites d'Atterberg (elles ont été mesurées sur la totalité des échantillons testés)
- 15 déterminations de poids spécifique de grains
- 15 déterminations de la teneur en eau
- 15 granulométries + sédimentométriques
- 11 essais Proctor standard,
- 5 déterminations œdométriques,
- 5 déterminations de perméabilité
- 5 essais de cisaillement triaxial CU
- 8 analyses chimiques

II.6.4.2 Echantillons de roche

Les échantillons des roches représentatives pris dans les carottes ont été soumis à des essais en laboratoire :

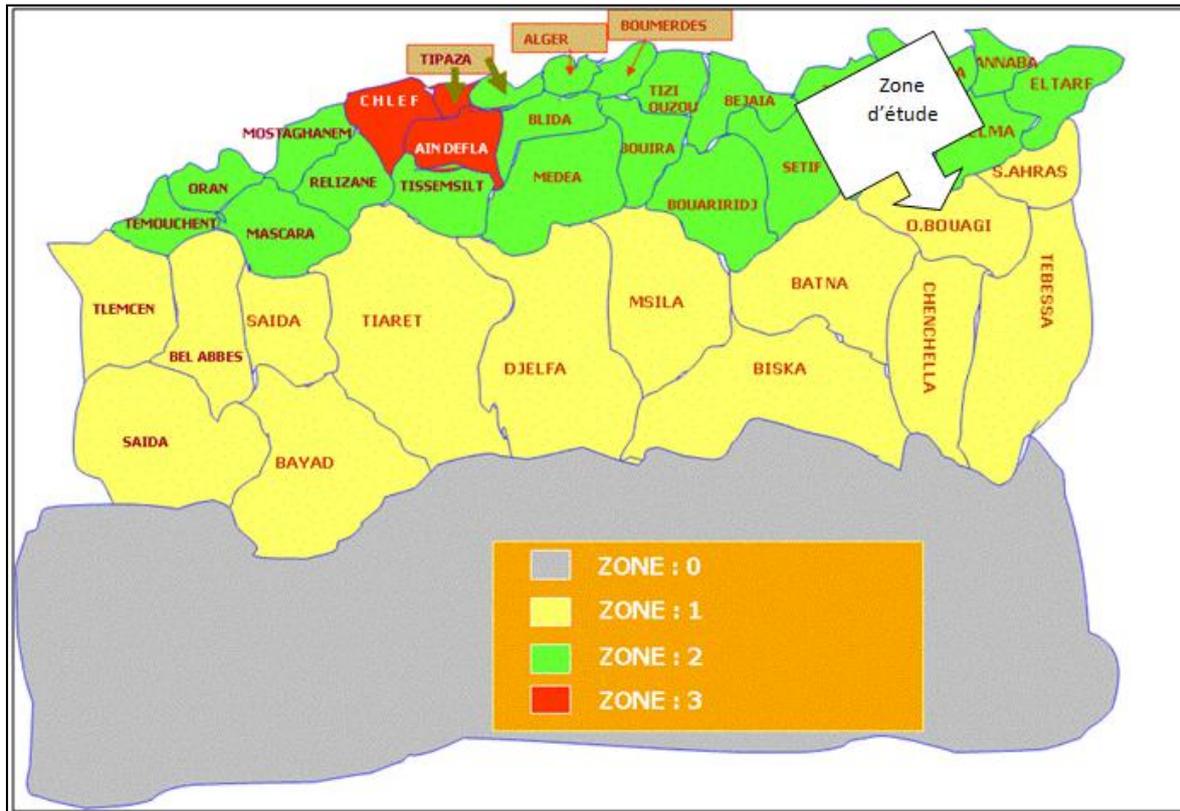
- 19 déterminations de résistance à la compression simple
- 7 analyses de pétrographie de roche (matériaux délétère)

II.7 Résultats géotechniques de terrain et de laboratoire**Tableau I.01** : Résultats géotechniques de terrain et de laboratoire

L'essai	Résultats	
/	Teneur en eau naturelle	$W_n=15\%$
/	Densité sèche	$\gamma_d = 1.7 \text{ t/m}^3$
Granulométrie	Gravier	8%
	Sable	32%
	Limon	20%
	Argile	40%
Proctor	Densité maximale	$\gamma_{max}=1.85 \text{ t/m}^3$
	Teneur en eau optimale	$W_{opt}=16\%$
Cisaillement Triaxial	Cohésion	$C' =0.26\text{bar}$
	Angle de frottement	$\varphi' =11^0$
Oedomètre	Préconsolidation	$P_c =2.8 \text{ bar}$
	Coefficient de compressibilité	$C_c =6\%$
	Coefficient de gonflement	$C_g =1\%$
Perméabilité	$K=2.1*10^{-8} \text{ cm/s}$	

II.8 Sismicité

L'Algérie a tout le temps été soumise à une activité sismique intense avec comme résultats des pertes humaines et matérielles importantes dommageables non seulement aux individualités et collectivités locales, Donc pour pouvoir résister à ce phénomène, on doit construire des ouvrages de telle sorte à leur fournir un degré de protection tolérable en répondant aux règles parasismiques algériennes. L'activité sismique est due principalement à la nature géologique de la région Magrébine et à ses caractéristiques tectoniques à la frontière de la plaque africaine et eurasiennne, en mouvement compressif permanent (tectonique des plaques)



La région d’OUM EL BOUAGHI est classée d’après le D.R.T BC 2-48 « Règles parasismiques algériennes R.P.A 99 » dans la Zone I : faible sismicité.

Figure I.04: Carte de micro zonage sismique du territoire national-RPA 99 (Version 2003)

Le tableau suivant représente les coefficients d’accélération du séisme selon la zone qu’on doit utiliser dans les différents calculs de toutes sortes d’ouvrages:

Tableau I.02 : Coefficients d’accélération du séisme.

Groupe	Zone 1	Zone 2	Zone 3	Zone 4	Classification des ouvrages selon leur importance
1A	0.15	0.25	0.30	0.40	Ouvrage d’importance vitale
1B	0.12	0.20	0.25	0.30	Ouvrage de grande importance
2	0.10	0.15	0.20	0.25	Ouvrages courants
3	0.07	0.10	0.14	0.18	Ouvrages de faible importance

A partir de cette classification, on a un Coefficients d’accélération du séisme de 0.15 qui caractérise notre zone d’étude.

Conclusion

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 conclure que toutes les conditions géotechniques sont favorables pour la réalisation du barrage Ourkis à commune d'Ain Fakroun - Wilaya de Oum El Bouaghi.

Introduction

L'étude hydrologique vise généralement la détermination de certaines caractéristiques du bassin versant ainsi que des caractéristiques hydro-pluviométriques nécessaires pour l'étude de dimensionnement hydrotechnique du sujet barrage. Donc est une étape essentielle et indispensable pour un dimensionnement fiable et adéquat.

Ce présent chapitre traite l'étude hydrologique du projet de barrage Ourkis sur Oued d'El kbir commune Ain Fakroun. Dont l'objet est la détermination des conditions actuelles qui caractérise la zone de l'aménagement, à savoir les caractéristiques morpho métriques, les données climatiques, pluviométriques, la détermination des apports liquide de différentes fréquences. Egalement les débits maximums et les apports solides. Cela constituera le premier volet de ce document.

Le deuxième volet concernera l'étude de régularisation avec le taux de garanti et enfin l'étude de laminage des crues.

Toutes les caractéristiques sont destinées au dimensionnement du barrage et ses ouvrages annexes.

III.1. Le Bassin versant

Le bassin versant est défini comme la totalité de la surface topographique drainée par un cours d'eau et ses affluents en amont de cette section, hydrologiquement c'est une surface élémentaire close c'est-à-dire qu'aucun écoulement n'y pénètre à l'extérieur et que tous les excédents de précipitations s'évaporent ou s'écoulent par une seule section à l'exutoire.

III.1.1. Caractéristiques géographiques du bassin versant

Les coordonnées UTM (zone 31) de l'axe du barrage sont les suivantes :

La délimitation du bassin versant faite en utilisant le logiciel ArcGis 10.4

X = 313.96 Km

Y= 3972.31 Km

Z = 917 m, NGA

Et les coordonnées Lambert sont les suivantes :

Latitude (Degrés) : entre 35°50' et 34°.23'

Longitude (Degrés) : entre 6°45' et 6°.57'

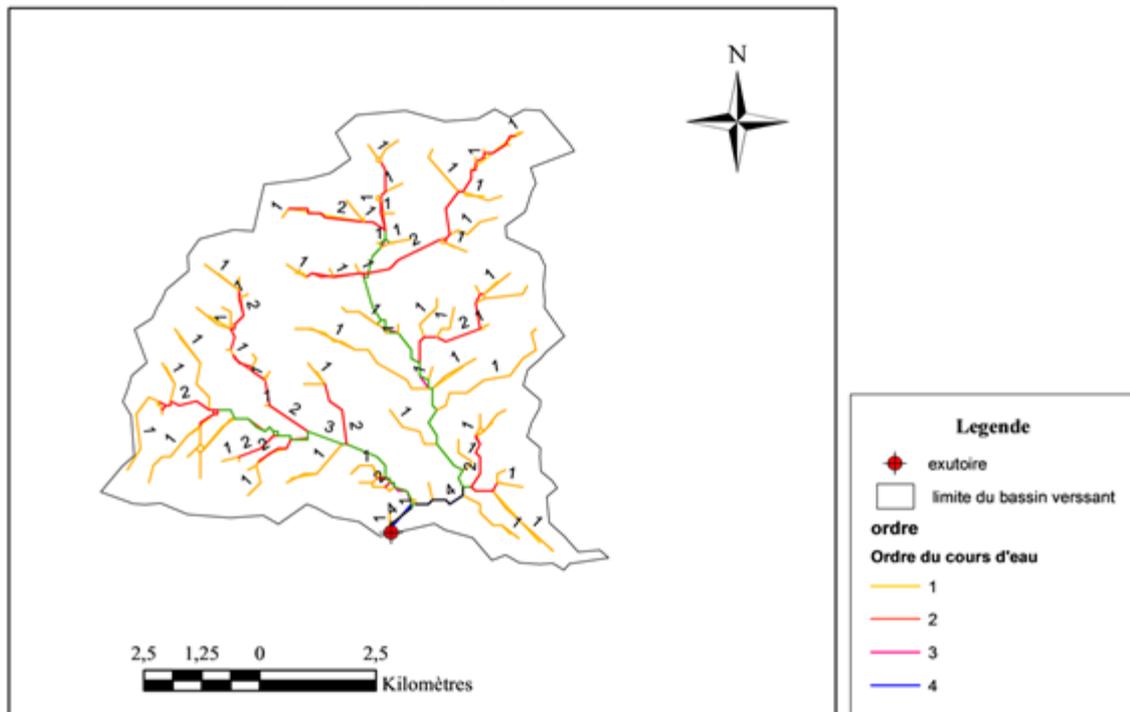


Figure III.01 Délimitation du bassin versant Oued ourkiss

III.1.2. Caractéristiques géométriques du bassin versant

Le bassin versant est défini comme la totalité de la surface topographique drainée par un cours d'eau et ses affluents en amont de cette section, hydrologiquement c'est une surface élémentaire close c'est-à-dire qu'aucun écoulement n'y pénètre à l'extérieur et que tous les excédents de précipitations s'évaporent ou s'écoulent par une seule section à l'exutoire.

a. Surface du bassin versant:

La surface topographique est le périmètre le plus important, il permet de contrôler l'intensité de plusieurs phénomènes hydrologiques

$$S = 55,11 \text{ km}^2.$$

b. Périmètre du bassin versant :

Le périmètre correspond à la limite extérieure du bassin

$$P = 36,92 \text{ Km.}$$

c. Longueur du thalweg principal :

$$L_{cp} = 2,01 \text{ km}$$

d. Altitudes du bassin versant :

- Altitude maximale : **1180 m.**
- Altitude minimale : **920 m.**

III.1.3. Caractéristiques morphologiques

1. Indice de compacité de Gravelius K_c

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

$$K_c = \frac{P}{P} = \frac{P}{2\pi R} \quad (\text{III.01})$$

$$S = \pi R^2 \quad \text{Et} \quad R = \sqrt{\frac{S}{\pi}} \quad \text{alors : } K_c = \frac{P}{2\pi\sqrt{\frac{S}{\pi}}}$$

Avec : P : périmètre du bassin versant (Km)

S : surface du bassin versant (Km²)

R : circonférence du cercle équivalent (Km)

$$\text{AN: } K_c = \frac{P}{2\pi\sqrt{\frac{S}{\pi}}} = \frac{36,92}{2\pi\sqrt{\frac{55,11}{\pi}}} = 1,40$$

Si $K_c \leq 1,28 \Rightarrow$ bassin ramassé

Si $K_c > 1,28 \Rightarrow$ bassin allongé

Dans notre cas nous avons : Comme : $K_c = 1,40$, Nous pouvons conclure que la forme de notre bassin est allongé.

2. Coefficient d'allongement

$$K_p = \frac{L_{cp}^2}{S} \quad (\text{III.02})$$

L_{cp} : La longueur du talweg principal (Km)

S : La superficie du bassin versant (km²).

$$K_p = \frac{(2,008)^2}{55,11} = 0,08$$

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

Dans notre cas, cet indice est moyen.

3. Rectangle équivalent

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

Le périmètre et la surface du rectangle sont respectivement :

$$P = 2(L + l) \quad \text{Et} \quad S = L \times l$$

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

$$L, l = K_c \frac{\sqrt{S}}{1.128} \left(1 \pm \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{K_c} \right)^2} \right) \quad (\text{III.03})$$

AN :

$$L = 1.40 \frac{\sqrt{55.11}}{1.128} \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{1.40} \right)^2} \right) = 14,671 \text{ Km}$$

$$l = 1.40 \frac{\sqrt{50.11}}{1.128} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{1.40} \right)^2} \right) = 3.582 \text{ Km}$$

On obtient : **L = 14.671 km** et **l = 3.852km**

4. Répartition et courbe hypsométrique

La courbe hypsométrique fournit une vue synthétique de la pente du bassin, donc du relief. Cette courbe représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude. Elle porte en abscisse la surface (ou le pourcentage de surface) du bassin qui se trouve au-dessus de l'altitude représentée en ordonnée. La détermination de notre courbe hypsométrique a été réalisée à l'aide d'un logiciel de SIG. Elle exprime ainsi la superficie du bassin ou le pourcentage de superficie, au-delà d'une certaine altitude. Cette dernière, a été identifiée à partir des résultats des calculs de la répartition du bassin versant par tranches d'altitudes. Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau III.1 et la figure III.02.

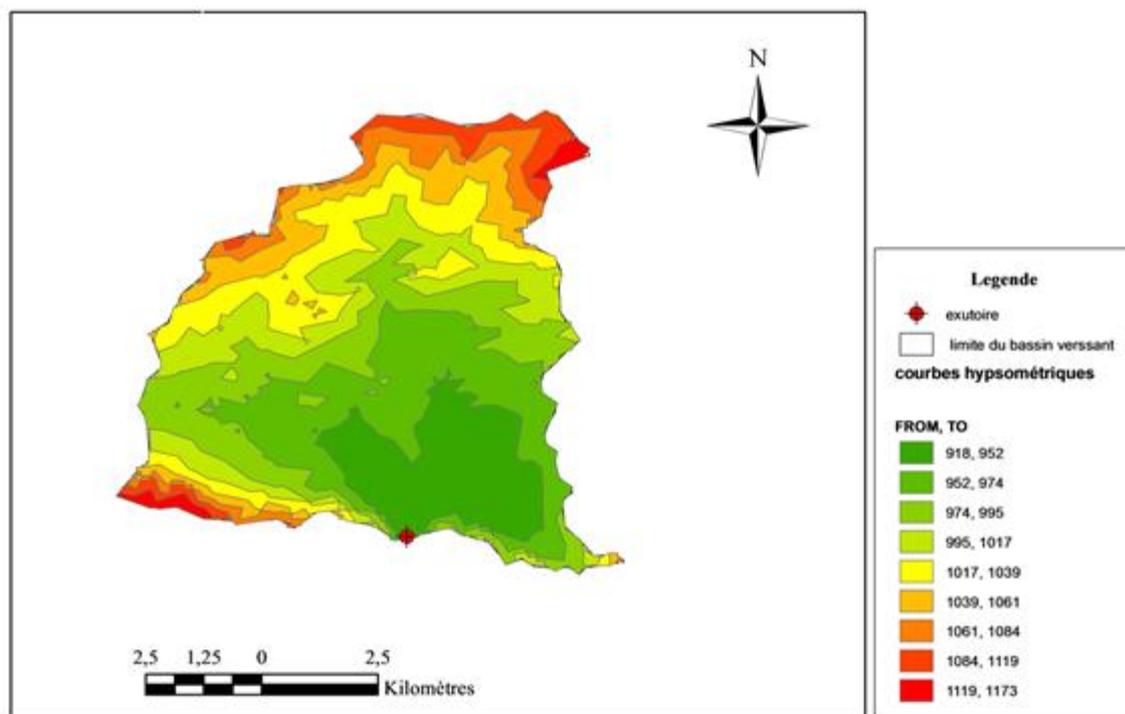


Figure III.02 classes d'altitudes du bassin versant

Tableau III.01 Coordonnées de la courbe hypsométrique

Elévation De	à	Elévation Moyenne (m NGA)	Surface		Cumul		Hi.Si
			S (km ²)	%	S (km ²)	%	
1160	1173	1166,5	0,01	0,02	0,01	0,02	11,67
1140	1160	1150	3,53	6,43	3,54	6,44	4059,5
1120	1140	1130	7,88	14,33	11,42	20,77	8904,4
1100	1120	1110	11,09	20,18	22,52	40,95	12309,9
1080	1100	1090	8,05	14,64	30,57	55,59	8774,5
1060	1080	1070	7,16	13,02	37,73	68,60	7661,2
1040	1060	1050	6,53	11,88	44,26	80,48	6856,5
1020	1040	1030	4,48	8,14	48,73	88,62	4614,4
1000	1020	1010	2,94	5,35	51,68	93,97	2969,4
980	1000	990	1,86	3,39	53,54	97,36	1841,4
960	980	970	0,74	1,35	54,28	98,71	717,8
940	960	950	0,38	0,68	54,66	99,39	361
920	940	930	0,26	0,48	54,92	99,87	241,8
exutoire	920	919	0,07	0,13	54,99	100	64,33

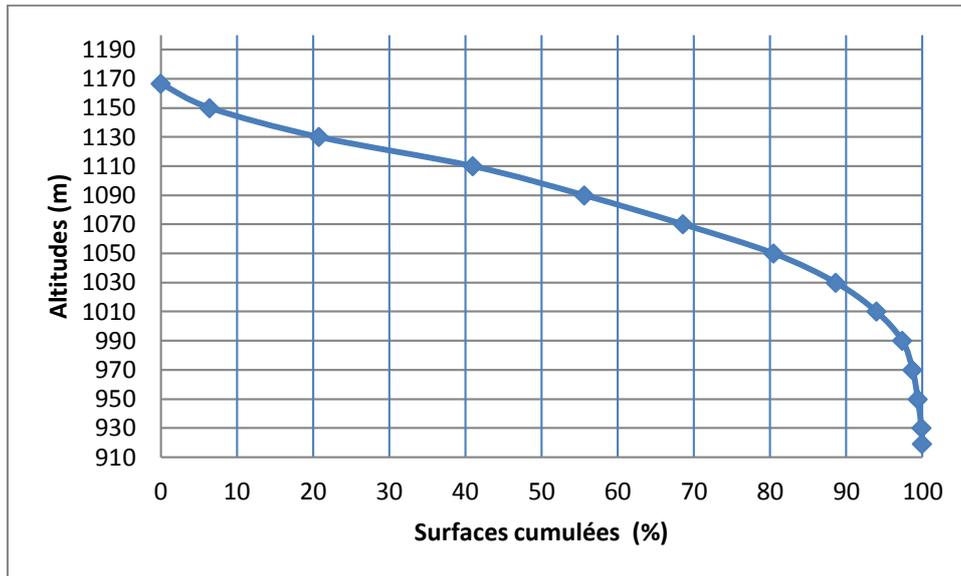


Figure III.03 Courbe hypsométrique du bassin versant Oued Ourkiss

D'après la courbe hypsométrique on tire :

- **Altitude médiane:**

L'altitude médiane est H_{med} est lue sur la courbe hypsométrique :

$$H_{med} = H_{50\%} = 1093m$$

- **Altitude moyenne:**

$$H_{moy} = \frac{\sum S_i H_i}{S} \quad (III.04)$$

Avec : $H_i = \frac{H_{i-1} + H_i}{2}$

S_i : Surface partielle comprise entre deux courbes de niveaux consécutives en (Km^2)

H_i : altitude moyenne entre deux courbes de niveaux successives en (m)

S : Superficie du bassin versant en (Km^2)

$$H_{moy} = 1079m$$

- **$H_{5\%} = 1150 m$.**
- **$H_{95\%} = 1007 m$.**

5. Pente moyenne du bassin versant

$$I_m = \frac{\Delta H (0.5L_1 + L_2 + L_3 + \dots + 0.5L_n)}{S} \quad (III.05)$$

Avec :

ΔH : Dénivelés entre deux courbes de niveaux successives(m)

$L_1 L_2 \dots L_n$: les longueurs des courbes de niveaux (Km).

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

En utilisant le logiciel ArcGis (pour la détermination des longueurs de courbes de niveau), on a trouvé une pente moyenne de **62.27%**

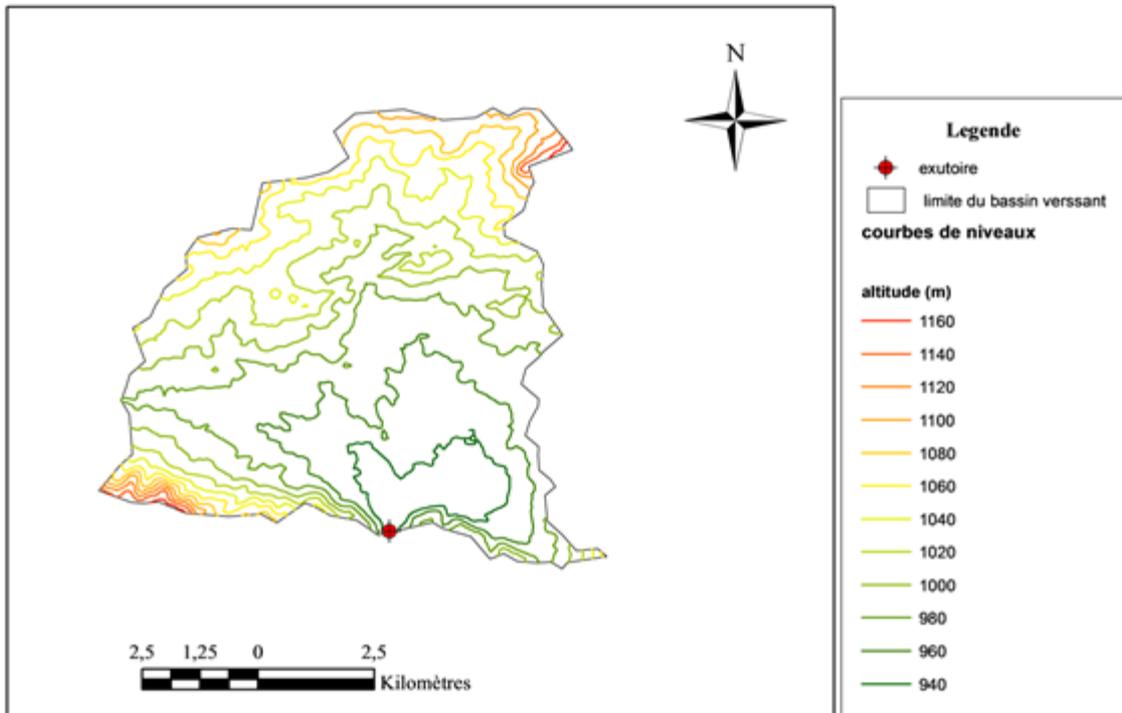


Figure III.04 : répartition des courbes de niveau du bassin versant

6. Indice de pente globale I_{pg}

Cet indice est déterminé par la formule suivante:

$$I_{pg} = \frac{D}{L} \quad (\text{III.06})$$

Avec:

$D = H_{5\%} - H_{95\%}$ ou ($H_{5\%}$, $H_{95\%}$ sont tirés d'après la courbe hypsométrique)

$D = 1150 - 1007 = 143 \text{ m}$.

L : la longueur du rectangle équivalent. Km

$I_{pg} = 0,104 \text{ m/km} = 0,001 \text{ m/m} = \mathbf{0,1\%}$

On constat que $0.01 < I_{pg} < 0.02 \Rightarrow \text{Donc le relief est modéré.}$

7. Indice de pente moyenne I_{pm}

L'indice de pente moyenne est le rapport entre la dénivelée et la longueur de rectangle équivalent.

$$I_{pm} = \frac{H_{max} - \min}{L} = \frac{1180 - 920}{14,371} \quad (\text{III.07})$$

$I_{pm} = 18,092 \text{ m/km} = 0,0181 \text{ m/m} = \mathbf{1,81\%}$.

III.1.4. Caractéristiques hydrographiques

1. Pente moyenne de cours d'eau principal I_c

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

$$I_c = \frac{\Delta H}{\Delta l} \quad (\text{III.08})$$

Avec :

ΔH : Dénivelée entre deux points suffisamment distants (m).

ΔL : Longueur du cours d'eau (km). = 2008m = 2,01 km

$$\Delta H = 995 - 918 = 77 \text{ m}$$

$$\text{A.N: } I_c = 38,31 \frac{\text{m}}{\text{km}} = 0.0383 \frac{\text{m}}{\text{m}} = \mathbf{3,38\%}$$

2. Densité de drainage

$$Dd = \frac{\sum_{i=1}^n Li}{S} \quad (\text{III.09})$$

Avec :

Li : somme des longueurs de tous les cours d'eau d'ordre i (km) = 83,60 km.

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

AN: En utilisant un outil du SIG,

$$\mathbf{Dd = 1,52\text{Km}/\text{Km}^2}$$

3. Temps de concentration

C'est le temps que met une particule d'eau provenant de point hydrauliquement le plus éloigné du bassin pour arriver à l'exutoire.

Pour sa détermination, on utilise les formules suivantes :

A. Formule de GIANDOTTI

$$T_C = \frac{4\sqrt{S} + 1,5L_p}{0,8\sqrt{H.\text{moy} - H.\text{min}}} \quad (\text{III.10})$$

Avec :

T_C : Temps de concentration (h).

L_p : Longueur du talweg principal (Km).

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

H_{\min} : Altitude moyenne du bassin versant (m).

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

B. La formule de Kirplich

$$T_c = 0.01947 \times L^{0.77} \times I^{-0.385} \quad (\text{III.11})$$

T_c : le temps de concentration (min).

L : la longueur du Talweg (m).

I : la pente moyenne du talweg principal (m/m).

C. La formule de Turrazza

$$T_c = 1.662 \times S^{0.5} \quad (\text{III.12})$$

T_c : le temps de concentration (min).

S : la surface du bassin versant (Ha).

D. Formule de Ventura

$$t_c = 76.3 \frac{\sqrt{S}}{100 \cdot I_c} \quad (\text{III.13})$$

I_c : Pente moyenne du cours d'eau principal (m/m).

S : la surface du bassin versant (km).

Tableau III.02 Tableau Récapitulatif des temps d concentration

Formule*	Giandotti	Kirplich	Turrazza	Ventura	Valeur adopté
T_c (Heure)	3,24	4,25	2.05	1,67	1,67

On prend donc la valeur de $T_c=1,67h = 1$ heure 40 minutes, par mesure de sécurité on a choisi la valeur la plus petits (la crue la plus dangereuse est la plus la plus courte.

4. 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 météorologiques qui ont échappé à l'infiltration, à l'évaporation et au stockage superficiel. C'est, tout simplement, le rapport entre la longueur parcourue par le temps de concentration :

$$V_r = \frac{L_{cp}}{T_c} \quad (\text{III.14})$$

Avec :

L_{cp} : Longueur du thalweg principal en (Km).

T_c : Temps de concentration en (h).

A.N : $V_r = 6,63 \text{ km/h} = 1,20 \text{ m/s}$

5. Indice de pente de Roche I_p

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

Il est donné par la formule suivante :

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

Avec : L : Longueur de rectangle équivalent (Km)
 S_i : Surface partielle (%) comprise entre 2 courbes de niveau consécutives
 De niveau H_i et H_{i-1} (m)

Tableau III.03: Détermination de la pente Roche I_p

H_i et H_{i-1}	$(H_i - H_{i-1})$ (m)	S_i (km ²)	(S_i %)	$S (H_i - H_{i-1})$	$\sqrt{S (H_i - H_{i-1})}$
1180-1160	20	0,227	0,37	7,31	2,70
1160-1140	20	0,442	0,71	14,23	3,77
1140-1120	20	0,561	0,90	18,07	4,25
1120-1100	20	1,523	2,45	49,04	7,00
1100-1080	20	2,339	3,77	75,32	8,68
1080-1060	20	4,4	7,08	141,69	11,90
1060-1040	20	4,565	7,35	147,00	12,12
1040-1020	20	7,14	11,50	229,92	15,16
1020-1000	20	7,109	11,45	228,92	15,13
1000-980	20	8,416	13,55	271,01	16,46
980-960	20	15,07	24,26	485,28	22,03
960-940	20	7,593	12,23	244,51	15,64
940-920	20	2,724	4,39	100,87	10,04

AN : $I_p = 1.2 \%$

Le tableau suivant récapitule toutes les caractéristiques du bassin versant

Tableau III.04 Tableau Récapitulatif des caractéristiques du bassin versant

Désignation		Symbol	Unité	Valeur
Exutoire	X	/	Km	313,96
	Y	/	Km	3972.31
	Z	/	m NGA	917
Superficie		S	km ²	55,11
Périmètre		P	Km	36,92
Pente moyenne du cours d'eau principale		Icp	%	3,38
Longueur du cours d'eau principale		Lcp	Km	2,01
Altitudes	Max	Hmax	M	1180
	Min	Hmin	M	920
	Moyenne	Hmoy	M	1079
	Médiane	H50%	M	1093
	5%	H5%	M	1150
	95%	H95%	M	1007
Rectangle	Longueur	L	Km	14,371
Equivalent	Largeur	L	Km	3,851
Indice de compacité		Ic	/	1,40
Coefficient d'allongement		Kp	/	0,08
Pente moyenne du BV		Im	%	1,81
Indice de pente globale		Ipg	%	0,1
Indice de pente moyenne		Ipm	%	9,74
Indice de pente de roche		Ip	%	1,2
Densité de drainage		Dd	km/km ²	1,52
Temps de concentration		Tc	h	1,67
Vitesse de ruissellement		Vr	m/s	1,20

III.2 Caractéristiques climatologiques

L'objectif de l'étude climatologique est de fournir les données concernant le climat, données nécessaires pour la conception du barrage et des ouvrages annexes.

Les conditions climatiques au niveau du bassin versant jouent un rôle capital dans le comportement hydrologique des cours d'eau. Les facteurs qui déterminent le climat sont :

III.2.1 Températures

La température moyenne mensuelle est de 16,25°C. La température moyenne du mois de janvier varie le plus souvent entre 3°C et 12°C, alors qu'en juillet elle est située entre 20°C et 32,5°C. La température moyenne mensuelle calculée sur une base de 18 ans est illustrée par le tableau suivant :

Tableau III.05 Répartition mensuelle des températures

Mois	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Août
T. mensuel (°C)	23	17	10	6	7	7	11	14	21	24	28	27

Source : (ANBT, 2015)

On remarque que la température maximale est enregistrée au mois d'Août (26°) et la température minimale au mois de janvier et février (11°). La température annuelle moyenne est de 17.2°

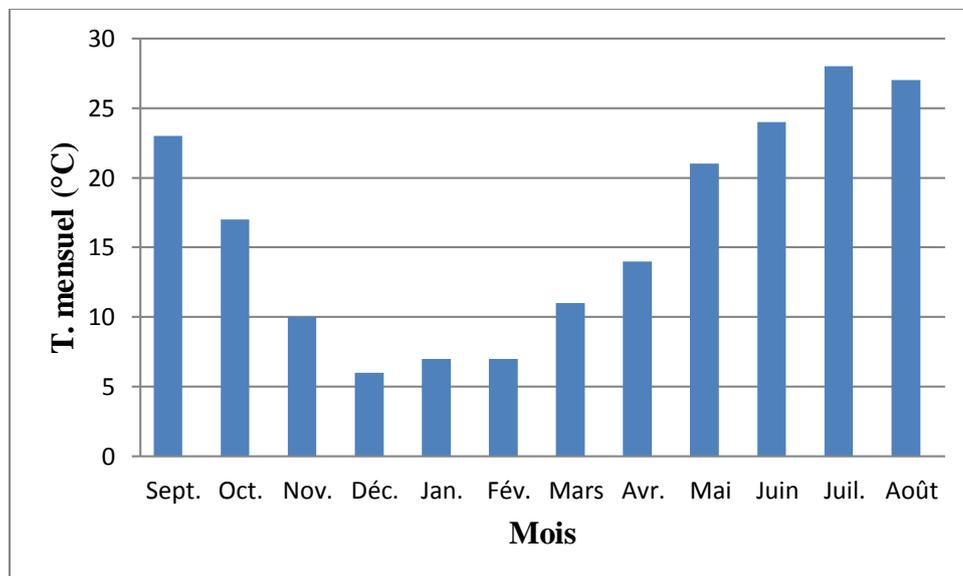


Figure III.05 Répartition mensuelle de la température.

III.2.2 Evaporation

La répartition mensuelle de l'évaporation montre une croissance régulière d'avril à juillet. L'évaporation moyenne annuelle au site du réservoir varie entre 1200 à 1300 mm, basée sur la carte d'évaporation de l'ANRH. La valeur adoptée pour l'étude de régularisation est de 1306 mm.

Tableau III.06 Répartition mensuelle de l'évaporation

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Août	Annuel
Evaporation (mm)	136	84	45	28	34	42	80	114	146	184	218	195	1306

Source : (ANBT, 2015)

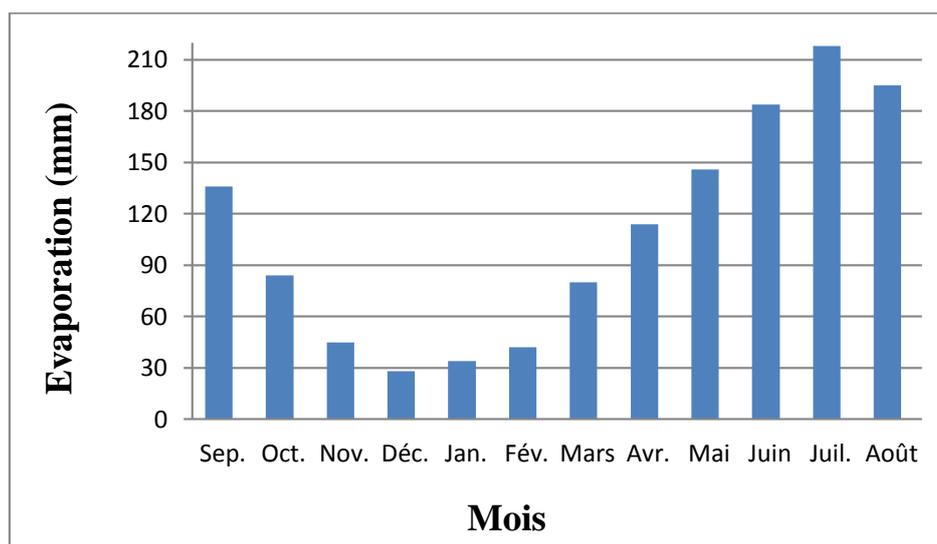


Figure III.06 Répartition mensuelle d'évaporation, Source : (ANBT, 2015).

III.2.3 le vent :

La vitesse du vent est maximale a été enregistrée en mois de juillet $V^{max}= 9,6$ m/s

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Dec.	Jan.	Fev.	Mar.	Avr.	Mai.	Jui.	Juil.	Aou.
Vitesse du vent (m/s)	5.7	3.6	2.3	0.2	0.5	1.2	3.2	5.4	3.0	5.1	9.6	9.5

Source : (ANBT, 2015)

III.2.4 L'humidité :

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou
H(%)	48.9	51.7	54.8	49.2	46.4	53.3	47.1	46.2	45.3	33.5	32.4	31.6

Source : (ANBT, 2015)

III.2.5 Pluviométrie

L'étude pluviométrique sera effectuée à partir des données des précipitations mensuelles et journalières enregistrées au niveau de la station la plus proche de la zone d'étude qui est la station de (se trouve à l'intérieur du bassin versant) dont ses caractéristiques sont les suivantes :

Tableau III.7 Station pluviométrique

Station	Code	Source	Coordonnée			Année de service	N (ans)
			X (Km)	Y (Km)	Z (m)		
AIN YAGOUT	070306	A.N.R.H	836	281,6	876	1968-2012	44

Source : (ANBT, 2015)

III.2.5.1 Répartition de la pluie moyenne dans le bassin :

Tableau III.8 Répartition des pluies moyennes mensuelles

Mois	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Août	Total
P _m (mm)	16	35	37	98	90	62	44	33	25	7	3	4	454
Pluie(%)	3,52	7,71	8,15	21,59	19,82	13,66	9,69	7,27	5,51	1,54	0,66	0,88	100

Source : (ANBT, 2015)

Notons une pointe au mois de décembre estimé à 98 mm, et un minimum au mois de juillet avec une précipitation de 3 mm, ainsi que la précipitation moyenne interannuelle de 454 mm.

La répartition mensuelle des précipitations est présentée dans la figure ci-dessous :

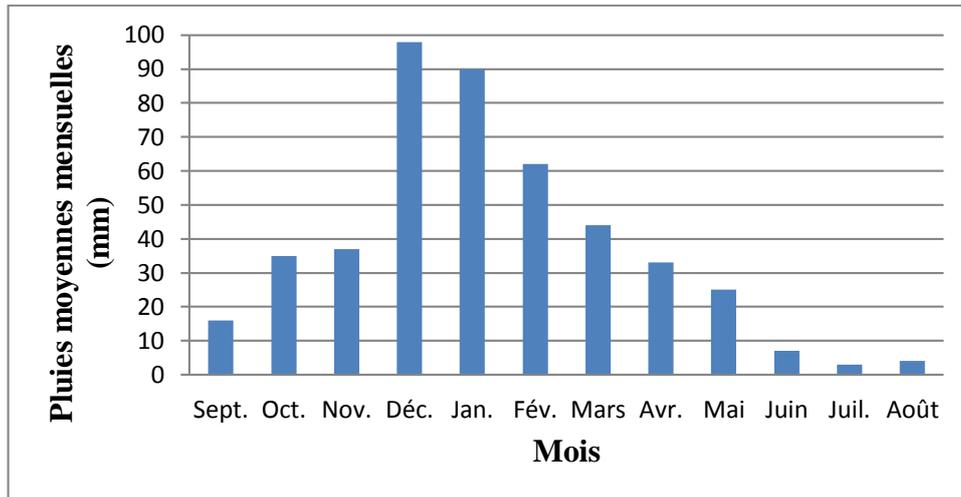


Figure III.07 Répartition mensuelle des précipitations

III.2.3.2 Précipitations maximales journalières

La série des pluies maximales journalières enregistrées à la station pluviométrique 070306 a été choisie comme étant la plus représentative des maxima journaliers pouvant se produire dans la zone d'étude.

A) Estimation des pluies journalières maximales

L'étude consiste à faire un ajustement pour la série de données des précipitations maximales journalières à l'aide d'une loi théorique afin de déterminer l'intensité de pluie pour une période de retour. Pour cela, il serait nécessaire de passer par les étapes suivantes :

1. Classer la série des précipitations par ordre croissant.
2. Calculer la fréquence expérimentale.
3. Calculer les caractéristiques empiriques de la série de données.
4. Ajuster graphiquement la loi choisie.
5. Calculer le quantile et son intervalle de confiance.

Tableau III.9 Pluies maximales journalières de la station de

Année	Pannuel	Année	Pannuel	Année	Pannuel
1968	247	1983	264,3	1998	230,4
1969	460,7	1984	424	1999	393,9
1970	195,6	1985	278,3	2000	211,2
1971	464,2	1986	288,4	2001	227,4
1972	447,3	1987	201,8	2002	413,5
1973	244,4	1988	240,6	2003	483,4
1974	212,7	1989	284,1	2004	402,1
1975	464,8	1990	383,4	2005	362,3
1976	349,2	1991	375,6	2006	205,8
1977	223,16	1992	432,4	2007	319,3
1978	264,2	1993	182,7	2008	411,3
1979	342,2	1994	282,9	2009	349,8
1980	284,8	1995	491,1	2010	383,1
1981	413,1	1996	165,1	2011	336,5
1982	232,5	1997	373,6	2012	321,2

Source : ANRH

Tableau III.10 Caractéristiques de la série des pluies maximales journalières

Caractéristique	Valeur
Moyenne des Pjmax en (mm)	40,5
Ecart type « σ_x »	18,3
Coefficient de variation « Cv »	0,453
Coefficient d'asymétrie « Cs »	1,14

L'exposant climatique $b = 0.31$

source : ANBT

B) Test d'homogénéité :

Toute étude hydrologique nécessite la vérification des données utilisées, pour cela, il y a plusieurs tests statistiques à utiliser pour s'assurer de l'homogénéité d'une série de données. Dans notre cas c'est le test de la Médiane (MOOD) qui est utilisé, selon les étapes suivantes :

- On détermine la médiane M après avoir classé la série par ordre croissant.
- Remplacer la série des valeurs non classée par une suite de signe
 - + Pour les valeurs $x_i > M$
 - Pour les valeurs $x_i < M$

- On calcule les quantités N_s et T_s , avec:

$$N_s : \text{Nombre total de séries de + ou -}$$

$$T_s : \text{Taille de la plus grande série de + ou -}$$

- La série est homogène si et seulement si

$$N_s > \frac{1}{2}(N + 1 - 1.91\sqrt{N + 1}) \quad (\text{III.15})$$

$$T_s < 3.3(\log_{10}N + 1) \quad (\text{III.16})$$

Avec : N : Taille de la série (N=45).

Tableau III.11: Résultats du test de la médiane

Année	Pannuel	signe	Année	Pannuel	signe	Année	Pannuel	signe
1968	247,0	□	1983	264,3	-	1998	230,4	-
1969	460,7	□	1984	424,0	+	1999	393,9	+
1970	195,6	-	1985	278,3	-	2000	211,2	-
1971	464,2	+	1986	288,4	-	2001	227,4	-
1972	447,3	+	1987	201,8	-	2002	413,5	+
1973	244,4	-	1988	240,6	-	2003	483,4	+
1974	212,7	-	1989	284,1	-	2004	402,1	+
1975	464,8	+	1990	383,4	+	2005	362,3	+
1976	349,2	+	1991	375,6	+	2006	205,8	-
1977	223,2	-	1992	432,4	+	2007	319,3	-
1978	264,2	-	1993	182,7	-	2008	411,3	+
1979	342,2	+	1994	282,9	-	2009	349,8	+
1980	284,8	-	1995	491,1	+	2010	383,1	+
1981	413,1	+	1996	165,1	-	2011	336,5	+
1982	232,5	-	1997	373,6	+	2012	321,2	+

$$M = 321.2, N_s = 24 \text{ et } T_s = 5$$

- Vérification des conditions du test :

$$N_s = 24 > \frac{1}{2}(N + 1 - 1.91\sqrt{N + 1}) = 16.52$$

$$T_s = 5 < 3.3(\log_{10}N + 1) = 8.76$$

Les conditions du test de la médiane sont vérifiées donc la série des pluies annuelles est homogène.

C) Choix de la loi d'ajustement

Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométriques, Les lois d'ajustement choisies sont :

1-la loi de log-normale (droite de GALTON).

2-la loi de GUMBEL (droite de HENRY).

C.1. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL

L'ajustement des pluies maximales journalières sera effectué à l'aide du logiciel « HYFRAN », comme le montre la (figure III.08).

Tableau III.12 Résultat de l'ajustement à la loi de GUMBEL

Période de retour (ans)	Probabilité de fréquence q	Pluie max jour en (mm)	Ecart type	Intervalle de confiance
10000	0.9999	164	20.8	123–205
2000	0.9995	141	17.3	107 –175
1000	0.9990	131	15.7	100 – 162
200	0.9950	108	12.2	84.1 – 132
100	0.9900	98.1	10.7	77.2–119
50	0.9800	88.2	9.16	60.9– 89.0
20	0.9500	74.9	7.17	53.6 – 75.8
10	0.9000	54	5.68	45.8 – 62.3
5	0.8000	45.5	4.2	33.0 – 42.8

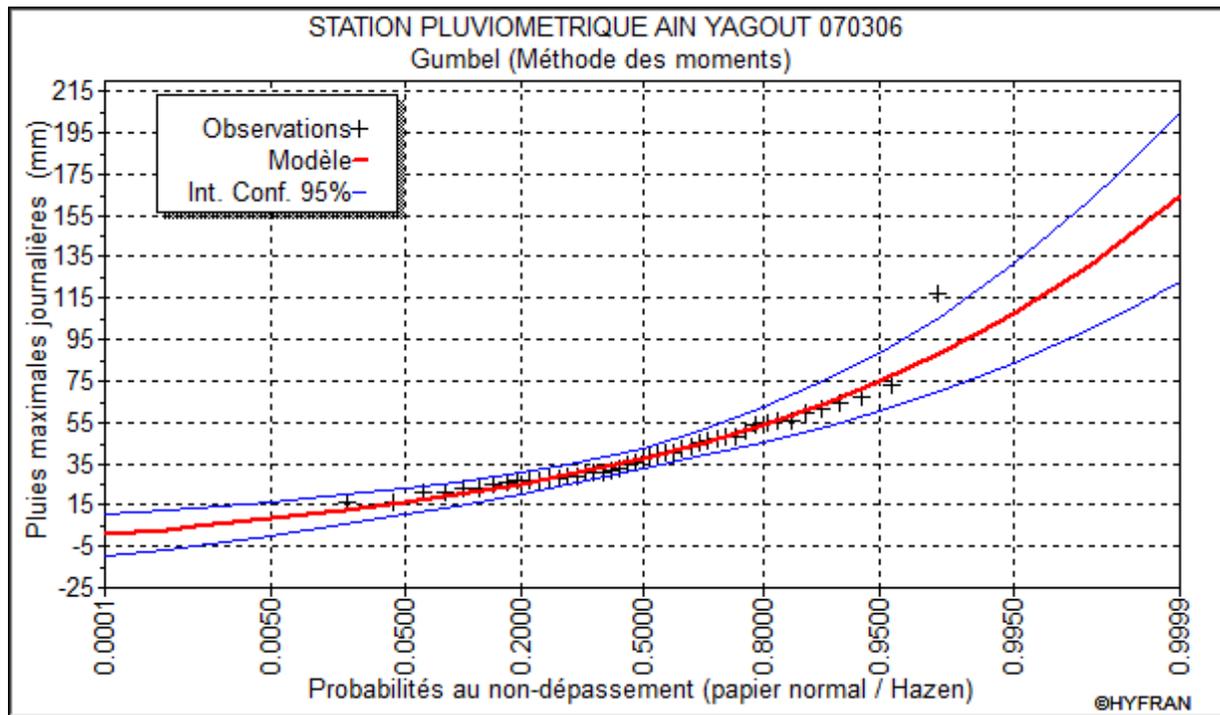


Figure III.08 Représentation graphique de la loi de Gumbel

Comparaison des caractéristiques de l'échantillon et de la loi de Gumbel :

Projet :	C:\Users\Planète Informatique\Desktop\hyfran\haricana.hyf	
Titre :	STATION PLUVIOMETRIQUE AIN YAGOUT 070603	
	Caractéristiques de la population	Caractéristiques de l'échantillon
Nombre de données [n] :		45
Minimum :	Aucun	16.3
Maximum :	Aucun	117
Moyenne :	40.9	40.9
Écart-type :	18.2	18.2
Médiane :	37.9	37.5
Coefficient de variation [Cv] :	0.446	0.446
Coefficient d'asymétrie [Cs] :	1.14	1.79
Coefficient d'aplatissement [Ck] :	2.40	7.50

C.2. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON (Log normale)

Les résultats sont montrés dans le tableau III.12 et le graphe III.9 suivants :

Tableau III.13 Résultat de l'ajustement à la loi de GALTON

Période de retour (ans)	Probabilité de fréquence q	Pluie max jour en (mm)	Ecart type	Intervalle de confiance
10000	0.9999	171	29.5	2113–229
2000	0.9995	144	22.3	99.9 – 171
1000	0.9990	132	19.5	80.6– 134
200	0.9950	107	13.6	74.6 – 119
100	0.9900	97	11.4	68.5 – 105
50	0.9800	86.8	9.36	60.0 – 87.0
20	0.9500	73.5	6.88	53.2 – 73.6
10	0.9000	63.4	5.22	45.6 – 60.3
5	0.8000	53	3.75	39.3 – 50.4

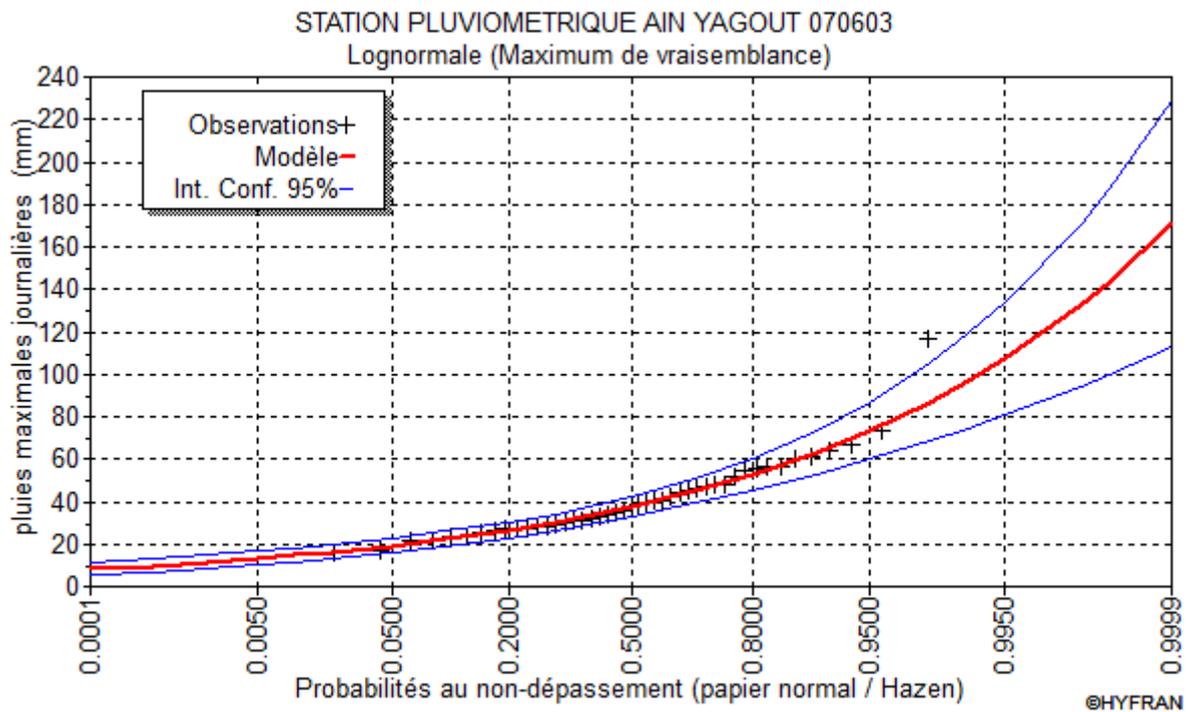


Figure III.09 Représentation graphique de la loi de GALTON

Projet :	C:\Users\Planète Informatique\Desktop\hyfran\haricana.hyf	
Titre :	STATION PLUVIOMETRIQUE AIN YAGOUT 070603	
	Caractéristiques de la population	Caractéristiques de l'échantillon
Nombre de données [n] :		45
Minimum :	0.00	16.3
Maximum :	Aucun	117
Moyenne :	40.9	40.9
Écart-type :	17.3	18.2
Médiane :	37.6	37.5
Coefficient de variation [Cv] :	0.424	0.446
Coefficient d'asymétrie [Cs] :	1.35	1.79
Coefficient d'aplatissement [Ck] :	6.40	7.50

Figure III.09 : Comparaison des caractéristiques de l'échantillon et de la loi de Gumbel

Conclusion : D'après les deux schémas, après analyse graphique des deux lois, nous pouvons conclure que la pluie maximale journalière suit la loi de Gumbel, car tous les points sont à l'intérieur de l'intervalle de confiance et plus proches de la droite de Gumbel. Notons que même le teste de l'adéquation « Khi carre » établi par « HYFRAN » a montré aussi que les deux lois sont significatif.

III.2.4 Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités

$$P_{cr} = P_{j,max} \left(\frac{t}{24} \right)^b \quad (III.17)$$

P_{cr} : Pluie de courte durée de même fréquence que $P_{max,j}$ % (mm).

$P_{max,j}$: Pluie maximale journalière pour une fréquence donnée (mm).

T: Temps en heures.

b : Exposant climatique (donnée) $b = 0,31$

$$I_0 = \left(\frac{P_{max}}{24} \right) \times \left(\frac{t}{24} \right)^{b-1} \quad (III.18)$$

I_0 : Pluie de courte durée (mm/h)

Tableau III.14 Précipitations maximales journalières pour chaque fréquence

Période	10000	1000	100	50	20	10	5
Fréquence (%)	0.9999	0,1	1	2	5	10	20
$P_{\max j p(\%)}$	171	132	97	86.8	73.5	63.4	53

Les précipitations et les intensités pour les différentes fréquences sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau III.15 Précipitations et les intensités pour les différentes fréquences

T(ans)	5		10		20		50		100		1000	
Pmaxj(mm)	53		63,4		73,5		86,8		97		132	
t(h)	<i>Pct(mm)</i>	<i>Ict(mm/h)</i>	Pct(mm)	Ict(mm/h)								
0,5	10,84	21,68	12,97	25,93	15,03	30,06	17,75	35,50	19,84	39,67	26,99	53,99
1	14,40	14,40	17,23	17,23	19,97	19,97	23,58	23,58	26,36	26,36	35,87	35,87
1,5	17,01	11,34	20,34	13,56	23,58	15,72	27,85	18,57	31,12	20,75	42,35	28,24
1,67	17,77	10,64	21,26	12,73	24,64	14,76	29,10	17,43	32,52	19,48	44,26	26,50
2	19,13	9,57	22,89	11,44	26,54	13,27	31,34	15,67	35,02	17,51	47,66	23,83
2,5	20,97	8,39	25,08	10,03	29,08	11,63	34,34	13,74	38,37	15,35	52,22	20,89
3	22,59	7,53	27,03	9,01	31,33	10,44	37,00	12,33	41,35	13,78	56,27	18,76
3,5	24,07	6,88	28,79	8,23	33,38	9,54	39,42	11,26	44,05	12,59	59,95	17,13
4	25,42	6,36	30,41	7,60	35,26	8,81	41,64	10,41	46,53	11,63	63,32	15,83
4,5	26,68	5,93	31,92	7,09	37,00	8,22	43,70	9,71	48,83	10,85	66,45	14,77
5	27,86	5,57	33,33	6,67	38,63	7,73	45,63	9,13	50,99	10,20	69,38	13,88
5,5	28,97	5,27	34,65	6,30	40,17	7,30	47,44	8,63	53,02	9,64	72,15	13,12
6	30,02	5,00	35,91	5,99	41,63	6,94	49,17	8,19	54,94	9,16	74,77	12,46
6,5	31,02	4,77	37,11	5,71	43,02	6,62	50,81	7,82	56,78	8,74	77,26	11,89
7	31,98	4,57	38,26	5,47	44,35	6,34	52,37	7,48	58,53	8,36	79,65	11,38
7,5	32,90	4,39	39,35	5,25	45,62	6,08	53,88	7,18	60,21	8,03	81,93	10,92
8	33,78	4,22	40,41	5,05	46,85	5,86	55,32	6,92	61,82	7,73	84,13	10,52
8,5	34,63	4,07	41,43	4,87	48,02	5,65	56,71	6,67	63,38	7,46	86,25	10,15
9	35,45	3,94	42,41	4,71	49,16	5,46	58,06	6,45	64,88	7,21	88,29	9,81
9,5	36,25	3,82	43,36	4,56	50,27	5,29	59,36	6,25	66,34	6,98	90,27	9,50
10	37,02	3,70	44,28	4,43	51,33	5,13	60,62	6,06	67,75	6,77	92,19	9,22
10,5	37,76	3,60	45,17	4,30	52,37	4,99	61,85	5,89	69,12	6,58	94,05	8,96
11	38,49	3,50	46,04	4,19	53,38	4,85	63,04	5,73	70,45	6,40	95,86	8,71
11,5	39,20	3,41	46,89	4,08	54,36	4,73	64,20	5,58	71,74	6,24	97,63	8,49
12	39,89	3,32	47,72	3,98	55,32	4,61	65,33	5,44	73,00	6,08	99,35	8,28

12,5	40,56	3,24	48,52	3,88	56,25	4,50	66,43	5,31	74,24	5,94	101,02	8,08
13	41,22	3,17	49,31	3,79	57,16	4,40	67,51	5,19	75,44	5,80	102,66	7,90
13,5	41,86	3,10	50,08	3,71	58,05	4,30	68,56	5,08	76,62	5,68	104,26	7,72
14	42,49	3,04	50,83	3,63	58,93	4,21	69,59	4,97	77,77	5,55	105,83	7,56
14,5	43,11	2,97	51,57	3,56	59,78	4,12	70,60	4,87	78,89	5,44	107,36	7,40
15	43,71	2,91	52,29	3,49	60,62	4,04	71,59	4,77	80,00	5,33	108,86	7,26
15,5	44,30	2,86	53,00	3,42	61,44	3,96	72,56	4,68	81,08	5,23	110,34	7,12
16	44,88	2,81	53,69	3,36	62,24	3,89	73,51	4,59	82,14	5,13	111,78	6,99
16,5	45,45	2,75	54,37	3,30	63,03	3,82	74,44	4,51	83,19	5,04	113,20	6,86
17	46,01	2,71	55,04	3,24	63,81	3,75	75,36	4,43	84,21	4,95	114,60	6,74
17,5	46,56	2,66	55,70	3,18	64,57	3,69	76,26	4,36	85,22	4,87	115,97	6,63
18	47,10	2,62	56,35	3,13	65,32	3,63	77,14	4,29	86,21	4,79	117,31	6,52
18,5	47,64	2,57	56,98	3,08	66,06	3,57	78,01	4,22	87,18	4,71	118,64	6,41
19	48,16	2,53	57,61	3,03	66,79	3,52	78,87	4,15	88,14	4,64	119,94	6,31
19,5	48,67	2,50	58,23	2,99	67,50	3,46	79,72	4,09	89,08	4,57	121,23	6,22
20	49,18	2,46	58,83	2,94	68,21	3,41	80,55	4,03	90,01	4,50	122,49	6,12
20,5	49,68	2,42	59,43	2,90	68,90	3,36	81,37	3,97	90,93	4,44	123,74	6,04
21	50,18	2,39	60,02	2,86	69,58	3,31	82,18	3,91	91,83	4,37	124,97	5,95
21,5	50,66	2,36	60,60	2,82	70,26	3,27	82,97	3,86	92,72	4,31	126,18	5,87
22	51,14	2,32	61,18	2,78	70,92	3,22	83,76	3,81	93,60	4,25	127,37	5,79
22,5	51,62	2,29	61,74	2,74	71,58	3,18	84,53	3,76	94,47	4,20	128,55	5,71
23	52,08	2,26	62,30	2,71	72,23	3,14	85,30	3,71	95,32	4,14	129,72	5,64
23,5	52,54	2,24	62,86	2,67	72,87	3,10	86,05	3,66	96,17	4,09	130,87	5,57
24	53,00	2,21	63,40	2,64	73,50	3,06	86,80	3,62	97,00	4,04	132,00	5,50

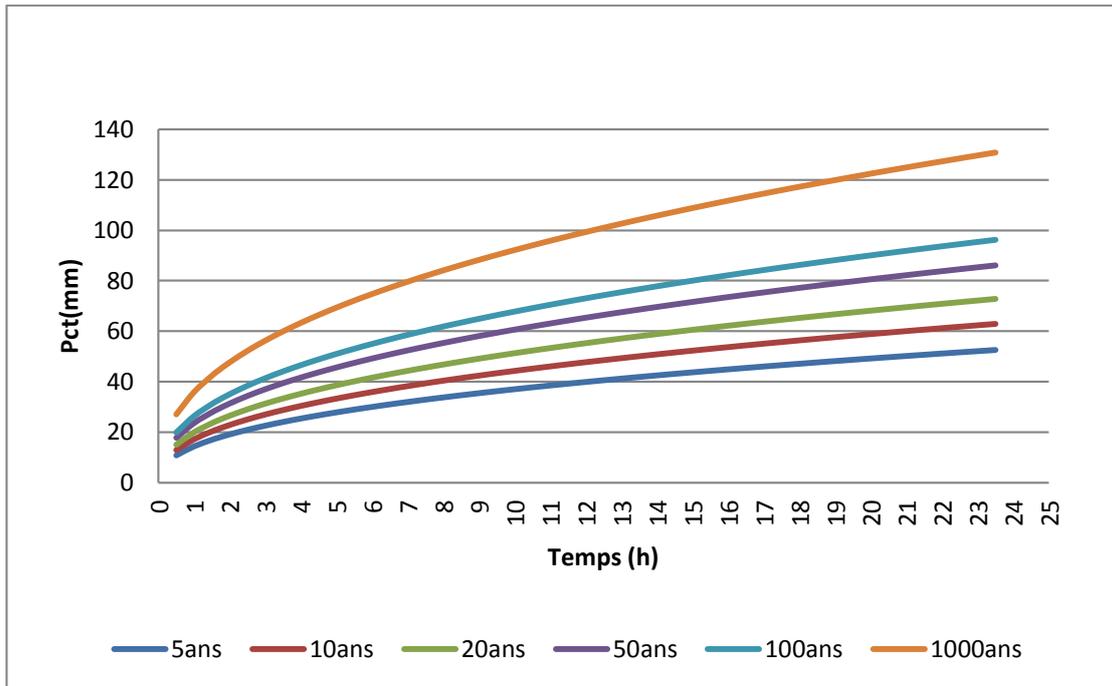


Figure III.10: Représentation des pluies de courte durée en fonction du temps pour différentes fréquences

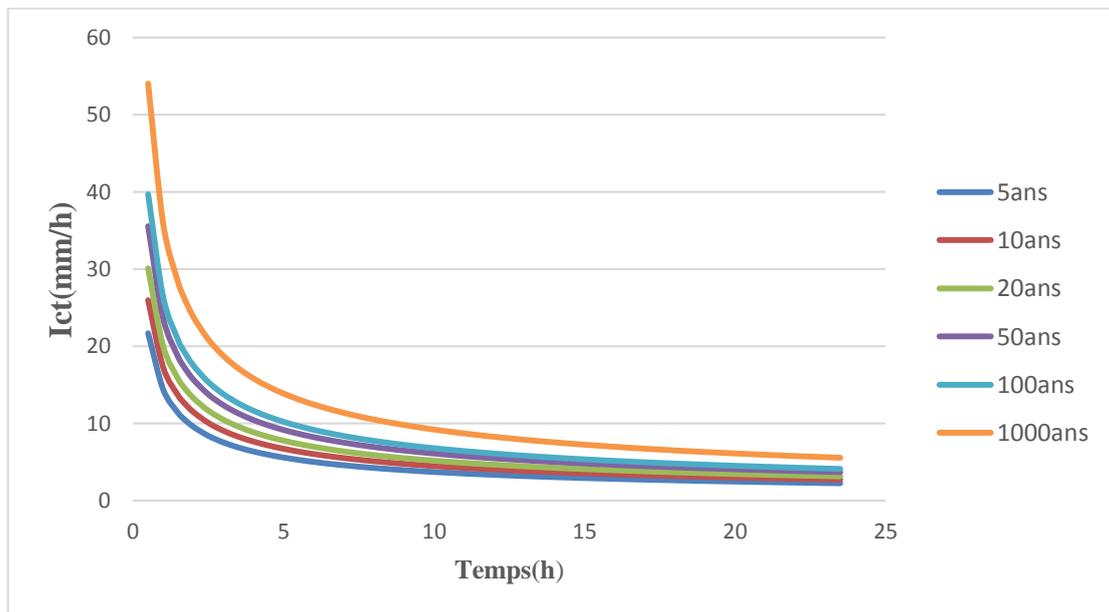


Figure III.11: Représentation des intensités en fonction de temps pour différentes fréquences

III.3 Etudes des apports

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

pluviométrie et les caractéristiques du bassin versant peuvent être utilisés. Ces modèles dépendent de la précipitation et du déficit.

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

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

III.3.1 En utilisant les formules empiriques

Différentes formules empiriques sont utilisées pour le calcul de l'apport moyen annuel A_0 .

a. Formule de Mallet - Gauthier

$$A_0 = L_e \cdot S$$

$$L_e = 0.6P_0 \left(1 - 10^{-0.36P_0^2}\right) \quad (\text{III.19})$$

Avec : P_0 : Pluie moyenne annuelle en (m).

L_e : Lamme d'eau écoulee en (m)

$$L_e = 720 \left(\frac{P - 150}{1000} \right)^{1.85}$$

b. Formule de SAMIE

$$L_e = P_{\text{moy}}^2 (293 - 2,2\sqrt{S}) \quad (\text{III.20})$$

$$A_0 = L_e \cdot S$$

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

S : Surface du bassin versant en (km²).

L_e : Lamme d'eau écoulee en (mm).

c. Formule de SOGREAH

$$A_0 = L_e \cdot S$$

$$L_e = 720 \left(\frac{P - 150}{1000} \right)^{1.85} \quad (\text{III. 21})$$

Avec :

- P : Précipitation annuelle (m)
- S : Surface du bassin versant (K)

Tableau III.16 Récapitulatif de calcul des Apports moyen interannuel

Formule	A ₀ (H m ³)
Mallet-Gauthier	2.66
SAMIE	3.55
SOGREAH	4.9
moyenne	3.7

Interprétation D'après ces résultats on adopte finalement la valeur de **La Formule de Samie** qui est la plus proche de la moyenne des autres valeurs, c'est-à-dire : **A₀ = 3.55hm³**.

III.3.3 Caractéristiques de l'écoulement

A) -Module de l'écoulement

$$Me = A_0 / T \quad (III.22)$$

A₀ : Apport moyen annuel (l).

T : Temps d'une année en secondes = 365*24*3600 = 3153600 s.

$$Me = 112.57 \text{ l/s}$$

B) -Module de l'écoulement relatif

$$M_0 = Me / S \quad (III.23)$$

Me: Module de l'écoulement (l/s);

S : Superficie du bassin (Km²).

$$M_0 = 1.87 \text{ l/s/Km}^2$$

C) -Lame d'eau écoulée

$$L_e = A_0/S \quad (III.24)$$

$$L_e = 59.06 \text{ mm}$$

D) -Coefficient de l'écoulement

$$C_e = L_e / P_{moy} \quad (III.25)$$

$$C_e = 0.13$$

E) -Coefficient de variation

Pour le calcul du coefficient de variation C_v et en absence d'une série d'observation, on doit utiliser les formules empiriques suivantes :

❖ **Formule de SOKOLOVSKY**

On a :

$$C_v = a - 0,063 \log_{10} (S + 1) \quad (\text{III.26})$$

Avec :

$$a = 0,78 - 0,29 \log_{10} (M_0) \quad (\text{III.27})$$

M_0 : Module de l'écoulement relatif (l/s/km²).

$$\underline{\text{A.N.}}: \rightarrow a = 0,78 - 0,29 \log_{10} (1.87) = 0.70$$

$$\underline{\text{A.N.}}: \rightarrow C_v = 0.70 - (0,063 \log_{10} (55.11 + 1)) = 0.59$$

❖ **Formule de KRISTEKLY MENKEL**

$$C_v = \frac{0,83}{(S^{0,06} \cdot M_0^{0,27})} \quad (\text{III.28})$$

Avec :

M_0 : module de l'écoulement relatif [l/s/km²].

S : Superficie du bassin en [km²].

$$\underline{\text{A.N}} : C_v = \frac{0,83}{(55.11^{0,06} \cdot 1.87^{0,27})} = 0.55$$

❖ **Formule Algérienne de PADOUN**

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

$$C_v = 0.93 K / M_0^{0.23} \quad (\text{III.29})$$

Avec :

K : coefficient de réduction on prend $K=0.66$

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

$$\underline{\text{AN}} : \quad C_v = 0.53$$

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le Tableau III.18

Tableau III.17 Récapitulatif des résultats des coefficients des variations.

Formule	C _v
SOKOLOVSKY	0.59
KRISTEKLY MENKEL	0.55
Formule algérienne de PADOUN	0.53

Puisque toutes les valeurs sont proches entre eux, on prend la moyenne qui coïncide avec le résultat de la formule algérienne de KRISTEKLY MENKEL:

$$C_v = 0.5$$

III.3.4 Irrégularité des apports

III.3.4.1 Apports fréquentiels

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

$$A_{(%) } = \frac{A_0}{\sqrt{(C_v^2 + 1)}} \times e^{\mu \sqrt{\ln(C_v + 1)}} \tag{III. 30}$$

Avec :

- A% : Apport de fréquence donnée.
- μ : Variable réduite de Gauss.
- A0: Apport moyen annuel (hm³).
- C_v: Coefficient de variation.

Les calculs des apports fréquentiels a conduit au tableau suivant

Tableau III.18 : Apports fréquentiels

Période de retour T (ans)	5	10	20	50	100	1000
Fréquence (%)	80	10	5	2	1	0.1
Le variable Gauss "μ"	0.84	1.28	1.64	2.05	2.33	3.08
Apport (Mm ³)	5.3094	7.3077	9.3346	12.3361	14.9234	24.8517

(III.31)

III.3.5. Répartition de l'apport annuel estimé à une probabilité de 80%

La répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80 % suit la même répartition mensuelle des précipitations, on a donc :

$$A_{80\%} = [(C_v * F_{p\%}) + 1] * A_0 \tag{III.32}$$

Et d'après le tableau de Rybkine Foster on prend $F_{80\%} = 0.84$.

Tableau III.19 Répartition mensuelle de l'apport annuel de fréquence 80%.

Mois	sept	oct.	nov.	déc.	janv.	fév.	Mars	avril	mai	juin	juill.	aout	Annuel
Apport (Mm ³)	0,13	0,27	0,29	0,77	0,70	0,48	0,34	0,26	0,20	0,05	0,02	0,03	3,55
Apport (%)	0,19	0,41	0,43	1,14	1,05	0,72	0,51	0,39	0,29	0,08	0,04	0,05	100

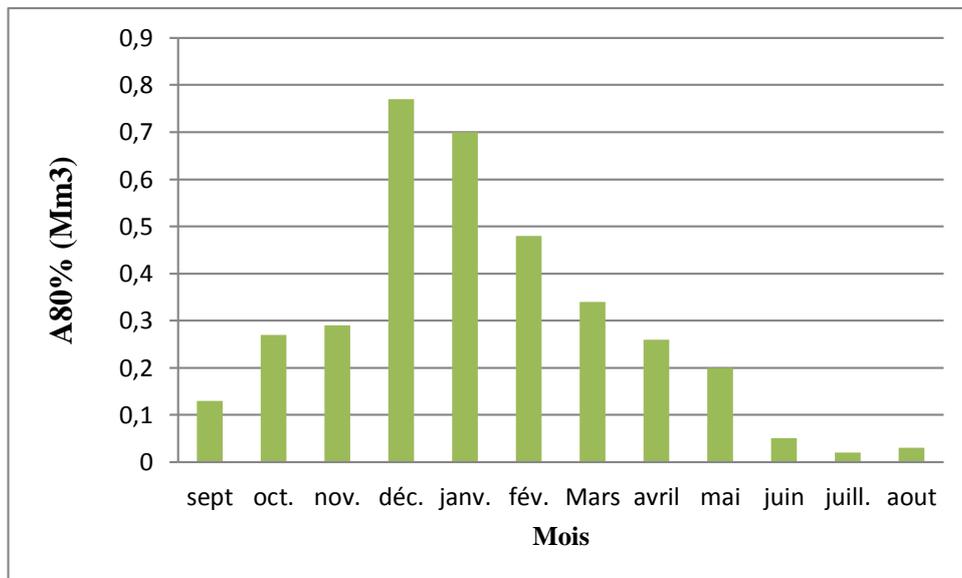


Figure III.12 Répartition mensuelle des apports 80% de site de barrage

III.4 Etudes des crues

Les crues sont des écoulements variables dans lesquelles les débits atteignent des valeurs importantes. Leur étude a pour but de déterminer les Hydrogrammes des crues fréquentielles sur le bassin versant et de définir les débits maximums probables correspondants.

L'estimation des crues révèle une grande importance pour la sécurité de l'ouvrage à construire.

Les paramètres définissant une crue sont :

- ✚ Le débit maximum (débit de pointe).
- ✚ Le volume.
- ✚ Le temps.
- ✚ La forme (Hydrogrammes de crues).

La construction des hydrogrammes de crues passe d'abord par l'estimation des débits maximum fréquentiels :

III.4.1. Détermination des débits maximums fréquents

En l'absence de données pour les débits maximums, pour la détermination des débits de pointe, nous allons procéder à utiliser les formules empiriques puis la méthode GRADEX.

III.4.1.1. Formules empiriques

a. Formule de Mallet-Gauthier

$$Q_{\max,p\%} = \frac{2 \cdot K \cdot \log(1 + A \cdot P_{\text{moy}}) \cdot S \cdot \sqrt{1 + 4 \log T - \log S}}{\sqrt{L}} \quad (\text{III.33})$$

Avec :

$Q_{\max,p\%}$: Débit maximum pour une fréquence donnée (m^3/s).

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

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

L : Longueur du talweg principal (Km).

K : constante dépendant des caractéristiques géographiques et climatiques du bassin : $1 < K < 3$, on prend $K=2$ (BV de surface moyenne et pente moyenne).

T : Période de retour (an)

b. Formule de Turazza

$$Q_{\max,p\%} = \frac{C \cdot I_{tc} \cdot S}{3.6} \quad (\text{III.34})$$

Avec :

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

C : Coefficient de ruissellement en fonction de la période de retour donnée.

I_{tc} : Intensité des pluies pour une fréquence donnée correspondant au temps de concentration (mm/h).

c. Formule de Sokolovsky

$$Q_{\max,p\%} = \frac{0.28(P_{tc} - H_0) \alpha \cdot F \cdot S}{T_c} \quad (\text{III.35})$$

Avec :

P_{tc} : Précipitation de probabilité $P\%$ correspondant au temps de concentration (mm).

S : Superficie du bassin (Km^2).

T_c : Temps de concentration (heures).

H_0 : Perte d'eau initiale, au Nord algérien $H_0 = 7 \text{ mm}$.

F : Coefficient de forme de la crue ;

$$\left[F = \frac{12}{4 + 3\gamma} \right] \quad (\text{III.36})$$

- Pour $S < 50 \text{ Km}^2$ on a $\gamma = 2$.

- Pour un bassin boisé avec un sol peu perméable : $2 \leq \gamma \leq 2.5$.

- Pour un bassin boisé : $3 \leq \gamma \leq 4$.

On prend $\gamma=2,25$; d'où : $F= 1.12$.

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

$$\alpha_p = \frac{\sqrt{X_p} - \sqrt{H_0}}{\sqrt{X_p} + \sqrt{H_0}} \quad (\text{III.37})$$

Avec :

X_p : précipitation de fréquence donnée qui correspond au temps de concentration.

H_0 : perte d'eau initiale.

Les résultats de calcul de toutes les formules sont représentés dans le tableau :

Tableau III.20 Récapitulatif des débits maxima de crue

Période de retour (ans)	10	20	50	100	1000
Formule de MALLET-GAUTHIER	106,925	125,403	146,290	160,293	199,886
Formule de SOKOLOVSKY	136,525	167,548	208,908	242,245	352,804
Formule de Turazza	140,340	177,528	227,310	273,659	428,000
Moyenne (m ³ /s)	127,930	156,826	194,170	225,399	326,897

III.4.2. Hydrogrammes de crue

L'hydrogramme de crue est une identité de la crue, pour tracé l'hydrogramme de crue, nous sommes tenus de suivre la méthode de Sokolovski qui le divise en deux parties non symétriques, calculé à partir des temps de montée et de la décrue.

Cette méthode assimile l'Hydrogramme de crue à deux équations paraboliques l'une pour la montée de la crue et l'autre pour la décrue :

a) Pour le temps de montée :

$$Q_m = Q_{\max} \left(\frac{t}{T_m} \right)^2 \quad (\text{III.38})$$

Q_m : Débit instantané de montée (m³/s) ;

$T_m=T_c$: Temps de montée de la crue en heures.

b) Pour le temps de décrue :

$$Q_d = Q_{\max} \left(\frac{T_d - t}{T_d} \right)^3 \quad (\text{III.39})$$

Q_d : Débit instantané de la décrue (m³/s) ;

T_d : Temps de la décrue en heures;

Q_{\max} : Débit maximum de la crue de fréquence considérée en (m³/s)

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

- $T_m = T_c$ (pour les petits bassins versants), avec T_c qui est le temps de concentration du bassin versant (égale à 1,67 heure).
- $T_d = \delta * T_m$;

Où δ : coefficient de forme de l'hydrogramme de crue.

Tableau III.21 Coefficients de forme de l'hydrogramme de crue δ

Description du cours d'eau	Valeur de δ
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants dénudés et faiblement perméables.	2,0 – 2,5
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants brisés ou perméables, moyens cours d'eau avec terrasses de lit majeur normales.	3,0 – 4,0
Grands et moyens cours d'eau avec des terrasses de débordements étendues.	4,0 – 7,0

On prend $\delta=2$

$T_d = 1,67 = 3,34$ heures.

Tableau III.22 Valeurs des débits de crues en fonction du temps

Temps (heures)	Période de retour (ans)				
	10	20	50	100	1000
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,5	12.24	15,02	18,73	24,53	31,36
1	48.95	60,07	74,91	98,12	126,50
1.5	110.14	135,17	168,54	220,78	184,63
2	136.52	167,54	208,91	273,66	352,80
2.5	83.93	103,00	128,43	168,24	216,89
3	46.95	57,61	71,84	94,11	121,32
3.5	22.82	28,01	34,93	45,75	58,99
4	8.82	10,82	13,49	17,67	22,78
4.5	2.17	2,67	3,32	4,35	5,61
5	0.14	0,18	0,22	0,29	0,37
5,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

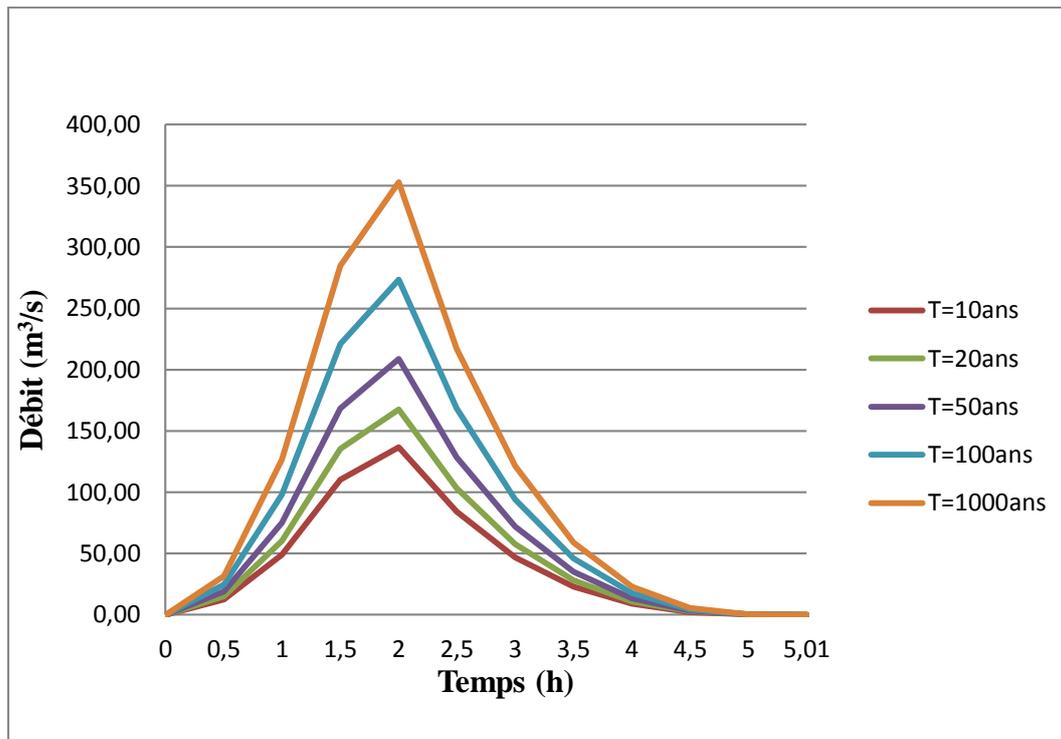


Figure III.13 Hydrogrammes des crues probables en fonction du temps (SOKOLOVSKY)

III.6.3 Choix de la crue de projet et de la crue de chantier

III.4.3. Choix de la crue de projet

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

Souvent, la crue du projet considérée est la crue du débit de point maximal, mais n'est pas toujours certain que cette crue est la plus défavorable pour le calcul de l'évacuateur de crue ; une crue moins importante mais plus étalée pourrait être plus défavorable.

Rappelons qu'une petite submersion d'un barrage en terre peut engendrer la rupture totale de celui-ci, contrairement aux barrages en béton où on peut faire des réparations lors du passage d'une crue exceptionnelle.

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

Tableau III.23 Crue de projet recommandée

Catégories des dommages	Crue de projet recommandé de probabilité de dépassement annuelle
Elevés : - Perte de vie - Dommage considérable	1/100000 à 1/10000
Importants : - Pas de perte de vie - Dommages importants	1/10000 à 1/1000
Faibles ; - Pas de perte de vie - Dommages légers	1/1000 à 1/100

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

On doit calculer l'indice global "I_g" qui est lié à tous ces paramètres tel que :

$$I_g = I_a \times I_d \times I_r \quad (III.40)$$

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

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

I_r : Représente les risques.

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

2/ Lorsque (I_g =2), cela veut dire que le risque est moyen. Alors, on dimensionne pour la crue centennale avec vérification avec la crue cinq centennale et parfois millénaire.

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

Tableau III.24 Choix de la crue de projet.

Le risque	Risque faible	Risque moyen (modère)	Risque important
Hydrologie	Bonne connaissance	Connaissance moyennes	Incertitude
Géologie et	Peu ou pas de difficulté	Quelques	Difficiles

géotechnique		Difficultés	
Risque ou non de rupture	Faible	Moyen	Important
a crue de projet	$Q_{max}(1\%)+revanche$	$Q_{max} (1\%) +revanche$ majorée avec vérification pour Q_{max} (0,1%) et $Q_{max} (0,2\%)$	$Q_{max} (0.1\%)$

Pour notre cas, nous pouvons considérer que les difficultés géologiques et géotechniques sont faibles, les connaissances hydrologiques sont faibles, par conséquent on accepte un risque moyen ($I_g = 2$) et on opte pour la crue millénaire.

Cela veut dire que dans les deux classifications, on opte pour une période de retour de 1000 ans. Donc, pour un débit qui vaut $Q = 352,8m^3/s$.

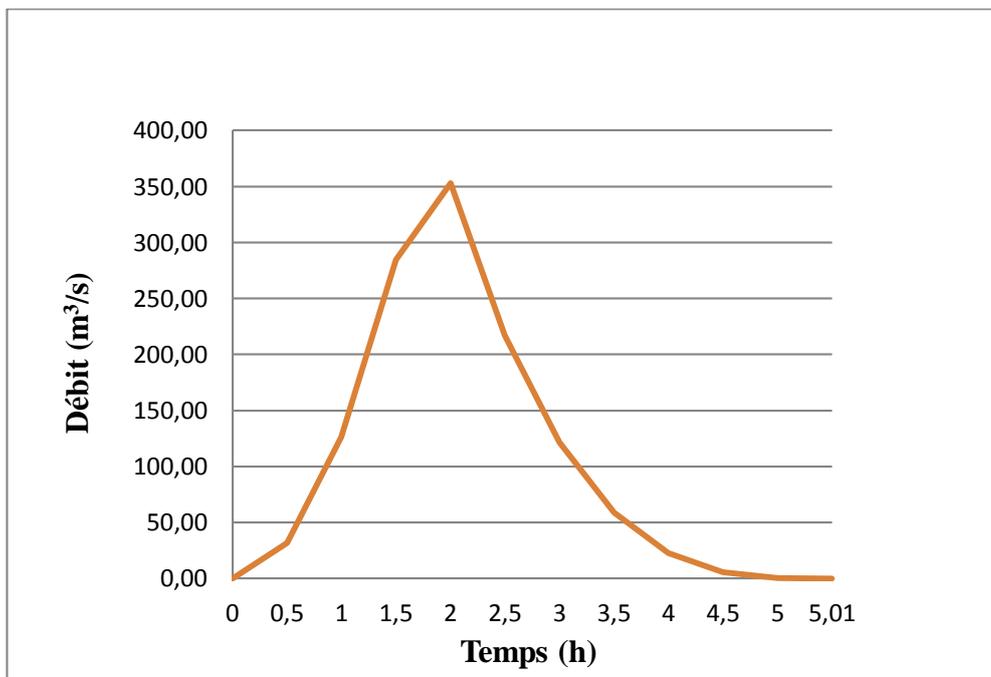


Figure III.14 : Hydrogramme de la crue de projet à une période de retour 100 ans.

III.6.3.2 Choix de la crue de chantier

La crue présente l'une des phases du régime d'un cours d'eau, elle se caractérise par des débits et des niveaux des eaux élevés, les crues résultant de la fonte des neiges et à partir d'averses des pluies intenses.

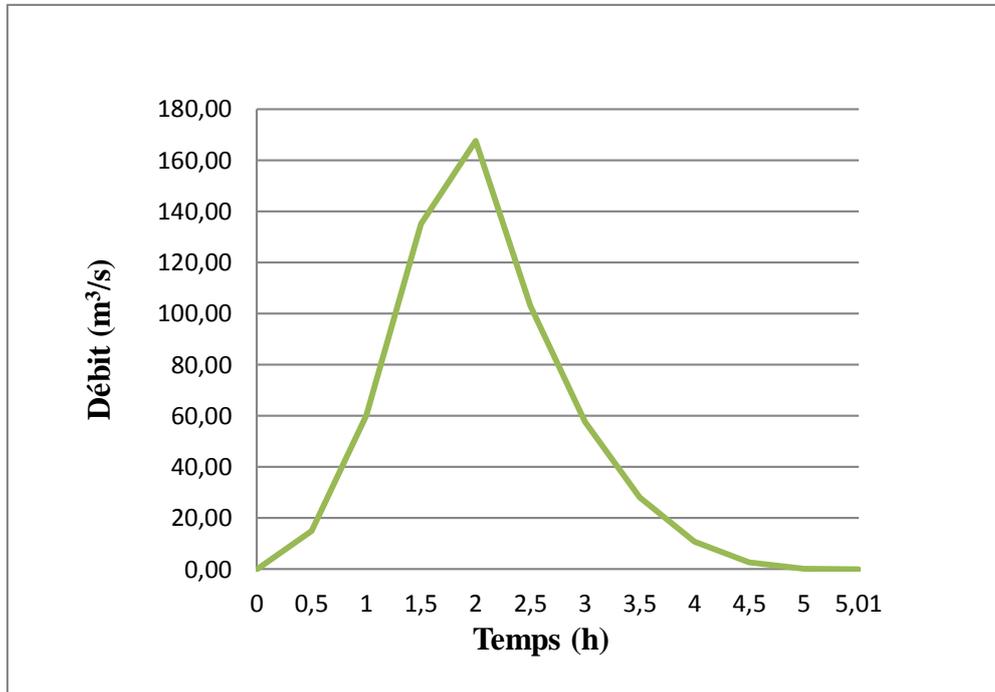


Figure III.15: Hydrogramme de la crue du chantier pour une période de retour de 20 ans

III.6.4 Calcul du volume de la crue

Le volume est déterminé sur la base de l'hydrogramme de crue par considération que ce dernier est sous forme triangulaire et on calcule la surface engendrée par cette forme géométrique pour avoir notre volume de crue pour une période de retour de 100 ans.

Le volume est donné par la formule suivante :

$$V_{crue} = \frac{t_b \cdot Q_{max,1\%}}{2} \quad (\text{III. 41})$$

Avec :

Q_{max} : Débit probable pour une période de retour de 1000 ans

t_b : Temps de base (5.01 heure)

$$\text{D'où : } V_{crue} = 3.2 \text{ Mm}^3$$

III.5. Apports solides et estimation du volume mort

L'estimation de l'envasement (tranche morte) est indispensable pour un dimensionnement et harmonieux de l'ouvrage ; une évaluation correcte de sa durée de vie et une définition rationnelle des modes de gestion et d'exploitation.

Le transport solide dans un cours d'eau constitue la seconde phase de l'érosion.

La dynamique des matériaux arrachés au sol et transportés par l'écoulement dépend essentiellement de la vitesse d'écoulement et de granulométrie

L'eau met en jeu deux types de mécanismes : le charriage et la suspension qui sont les principaux types de transport solide.

L'absence des mesures sur le transport solide oblige à avoir recours aux méthodes empiriques.

III.5.1 Apport solide en suspension

A) Formule de Fournier (Touaibia, 2004)

$$E_s = \frac{1}{36} \left[\frac{Pm^2}{Pa} \right]^{2,65} \left[\frac{h}{S} \right]^{0,46} \quad (\text{III.42})$$

Avec :

E_s : Taux d'abrasion en (t/Km²/an).

Pm : Pluie mensuelle du mois le plus pluvieux (mm).

Pa : Pluie moyenne annuelle (mm).

$h = 45\% * (H_{max} - H_{min})$ (m).

S : Surface du bassin versant (km²).

AN: $h = 261$ m, $Pm = 37,83$ mm (mois de décembre), $Pa = 454$ mm

En tenant compte du poids spécifique moyen des sédiments $\gamma_s = 1.4$ t/m³.

Le volume mort annuel est exprimé comme suit :

$$V_m = \frac{E_s \times S \times T}{\gamma_s} \quad (\text{III.43})$$

T : Duré de vie de l'ouvrage $T = 50$ ans

AN :

$$V_m = 76924.33 \text{ M}^3$$

B) Formule de Tixeront :

Cette formule tient compte de la répartition du bassin versant en fonction de sa perméabilité et s'écrit :

$$V_m = (1,05 \div 1,10) \frac{Q_s \cdot T}{\delta_s} \quad (\text{III.44})$$

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

δ_s : Poids spécifique des sédiments (1,4 t/m³).

Q_s : Débit solide en (tonne/an).

$$Q_s = \alpha \cdot L_e^{0.15} \cdot S \quad (\text{III.45})$$

Avec :

Le : lame d'eau écoulé (mm)

S : surface du bassin versant (km²)

α : Caractéristique de perméabilité.

Tableau III.25 Différentes valeurs de « α »

Variation de perméabilité	α
Elevée	8,5
Moyenne	75
Faible à moyenne	350
Faible	1400
Imperméable	3200

la perméabilité est moyenne dans notre bassin versant, on prend $\alpha = 350$

Donc : $Q_s = 6751.3 \text{ m}^3/\text{s}$

AN : Le volume annuel est exprimé comme suit :

$$V_m = 1,10 \frac{6751.3 \cdot 50}{1.4}$$

$$V_m = 265228.51 \text{ M}^3$$

C) Formule de Saidi

$$E_s = 19 \cdot M_0^{1,246} \cdot C_e^{-0,885} \quad (\text{III.46})$$

Avec :

M_0 : Module de l'écoulement spécifique (l/s/km²).

C_e : Coefficient de l'écoulement.

$$A.N : E_s = 252,13 \text{ t/km}^2/\text{an}$$

$$V_m = \frac{E_s \times S \times T}{\gamma_s} \quad (\text{III.47})$$

S : surface du BV (km²)

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

γ_s : Poids spécifique des sédiments (1,4 t/m³).

AN :

V_m = 496250.3 M³

Récapitulation :

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.26 Les valeurs du volume mort en suspension

Formule	L'érosion spécifique (t/km ² /an)	Volume mort (Mm ³)
TIXERONT	/	0.265
FOURNIER	6751.3	0.077
SAIDI	252,13	0.496

La valeur moyenne est de 0.279 Mm³

On opte la valeur la plus proche de la moyenne, celle de TIXERONT, donc **V_m = 0.265 Mm³**

III.5.2 Transport solide par charriage

En général, le transport solide par charriage est estimé de (10 % à 20%) du transport solide en suspension. Prenons la moyenne du transport solide par charriage estimé à 15% de la totalité du transport solide en suspension.

Donc, le volume mort durant 50 ans de vie de la retenue sera estimé à **0.265Mm³**.

III.6. Régularisation des débits

L'étude de régularisation du barrage projeté sur l'Oued Ourkiss a pour objectif de déterminer le volume de la réserve utile ainsi que le niveau correspondant.

Différents types de régularisation sont utilisés :

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

. Les paramètres générant le calcul de la régularisation sont :

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

III.6.1. Répartition mensuel de l'apport 80% :

Tableau III.27 Répartition mensuelle de l'apport.

Mois	sept	oct.	nov.	déc.	janv.	fév.	Mars	avril	mai	juin	juill.	aout	Annuel
Apport (Mm ³)	0,13	0,27	0,29	0,77	0,70	0,48	0,34	0,26	0,20	0,05	0,02	0,03	3,55
Apport (%)	0,19	0,41	0,43	1,14	1,05	0,72	0,51	0,39	0,29	0,08	0,04	0,05	100

III.6.2. Répartition mensuel des besoins :

Tableau III.28 Répartition mensuelle des besoins d'irrigation

Mois	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Janv.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juill.	Aout	annuel
Besoin d'Irrigation (Mm ³)	9,04	6,51	3,53	2,53	2,53	2,26	5,06	6,69	11,30	12,57	14,92	13,47	90,41
Besoin (%)	10,00	7,20	3,90	2,80	2,80	2,50	5,60	7,40	12,50	13,90	16,50	16,50	100,00

Source: ANBT (ALGER)

Tableau III.29 Répartition mensuelle des besoins d'alimentation en eau potable

Mois	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Janv.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juill.	Aout	annuel
Besoin d'Alimentation en eau potable (Mm ³)	0,38	0,37	0,38	0,37	0,37	0,39	0,37	0,38	0,37	0,38	0,37	0,37	4,12
Besoin (%)	9,22	8,98	9,22	8,98	8,98	9,47	8,98	9,22	8,98	9,22	8,98	8,98	100,00

Source: ANBT (ALGER)

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

$$DV_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot \Delta H \tag{III.48}$$

S_i: Surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_i en m²;

S_{i+1} : Surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_{i+1} en m²;

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

ΔV: Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveaux successives en Mm³.

$$DV1 = \frac{2}{3} \cdot Smoy' \cdot DH \tag{III.49}$$

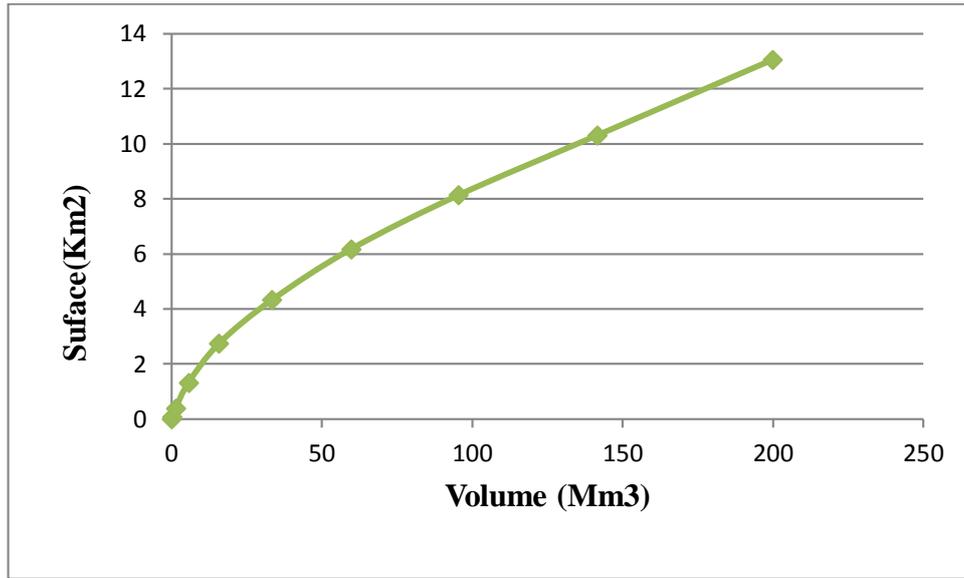


Figure III.16 : courbe volumétrique (S=f(V))

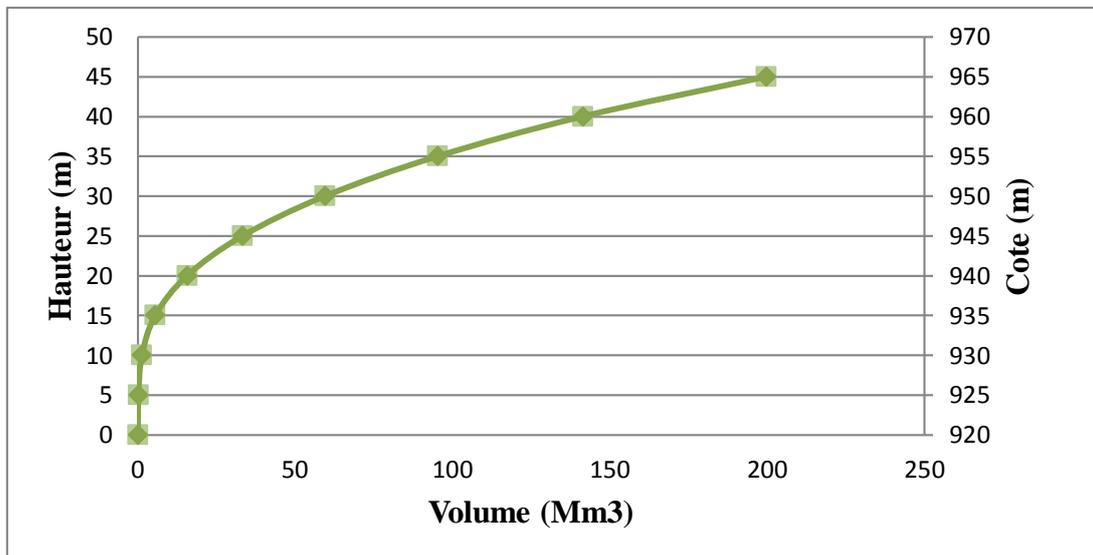


Figure III.17 : Courbe Capacité-Hauteur

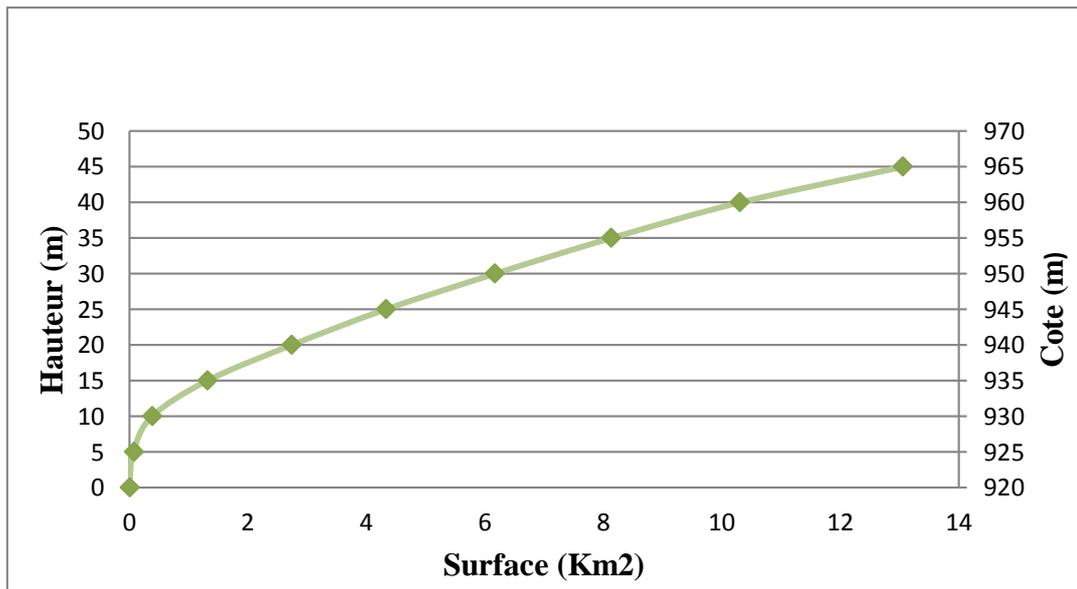


Figure III.18 : Courbe Surface –Hauteur

III.6.4. Calcul du volume utile

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

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

Procédé de calcul

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

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

Les calculs se font comme suit : $V_{rf} = V_{ri} + (W-U)$. (III.50)

Avec :

V_{rf} : Volume de remplissage final.

V_{ri} : Volume de remplissage initial.

S : Volume excédentaire à évacuer.

Remarque : Du moment que nos apports sont supérieurs aux besoins, on opte pour une régularisation saisonnière.

III.6.4.1 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

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

- **Première consigne d’exploitation** : Elle consiste à remplir le barrage, lors des crues, jusqu’au niveau normal de la retenue (NNR). Ensuite restituer l’excédent d’eau qui est déversée par l’évacuateur de surface.

Le niveau de remplissage initial est fixé au remplissage final qui est déterminé pour chaque mois, en tenant compte du NNR et du niveau du volume mort NVM que l’on ne doit pas dépasser.

- **Deuxième Consigne d’exploitation** : Cette consigne consiste à faire évacuer les eaux excédentaires à travers l’évacuateur de surface.
- Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau III.31 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm³)

Mois	A _{80%} (Mm ³)	U _{20%} (Mm ³)	A-U(Mm ³)	1 ^{ère} consigne			2 ^{ème} consigne		
				V _{rf}	V _{ri}	S	V _{rf}	V _{ri}	S
Oct.	8,3118	6,8838	1,4280	0.263	0,27			0,26	1,43
Nov	8,3352	3,9014	4,4338		1,69		-1,16	0,26	3,77
Déc.	9,0666	2,9062	6,1604	1,693	6,13		-3.50	0,93	
Jan	8,9550	2,9062	6,0488	6,127	12,28		0.93	0.93	
Fév.	8,6276	2,6459	5,9817	12,28	18,33		7,09	7,09	
Mars	8,4171	5,4374	2,9797	18,34	23,32	0,9940	13,14	13,14	
Avril	8,2884	7,0654	1,2230	24,32	23,32	2,9797	19,12	19,12	
Mai	7,9376	11,6750	-3,7374	26,31	23,32	1,223	22,10	22,10	
Juin.	8,1949	12,9414	-4,7465	24,55	19,58		23,32	23,32	
juill	7,9376	15,2910	-7,3534	19,59	19,59		19,58	19,58	
Aout	7,9493	13,8446	-5,8953	14,84	14,84		14,84	14,84	
Sept.	8,0896	9,4158	-1,3262	1,59	1,59		7,49	7,49	
				0,26	0,26		1,59	1,59	
						5,20	0,26	0,26	5,20

Du tableau précédent, il ressort :

$$V_s = 28.2555 \text{ Mm}^3$$

$$V_d = 23.0588 \text{ Mm}^3$$

Donc: le barrage fonctionne à un seul temps.

$V_s > V_d$ alors on prend $V_u = V_d$

$$V_u = 23.0588 \text{ Mm}^3$$

Le volume de la retenue normale sera :

$$V_{NNR} = V_u + V_m$$

$$D'où : V_{NNR} = V_m + V_u = 0.2652 + 23.0588 = 23,324 \text{ Mm}^3$$

$$V_{NNR} = 23.324 \text{ Mm}^3 \quad NNR = 942 \text{ m NGA}$$

III.6.4.2 Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes)

Deux types de pertes caractérisent la retenue :

- Pertes par évaporation.
- Pertes par infiltration.

A) Pertes par évaporation

Nous avons :

$$V_{ep} = S_{moy} \cdot E_s \quad (III.51)$$

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

E_s : Evaporation mensuelle (mm).

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

V_{moy} : volume moyen.

$$V_{moy} = \frac{V_{rf,i} + V_{rf,i+1}}{2} \quad (III.52)$$

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

B) Pertes par infiltration

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{inf} = \frac{\delta \cdot V_{moy}}{100} \quad (III.53)$$

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

δ : Coefficient qui dépend des conditions hydrogéologiques de la cuvette.

V_{moy} : Volume moyen.

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

Tableau III.32 Régularisation saisonnière compte tenu des pertes en (Mm³)

Mois	$A_{80\%}$ (Mm ³)	$U_{20\%}$ (Mm ³)	Perte (Mm ³)	A - (U+P) (Mm ³)	1 ^{ère} consigne			2 ^{ème} consigne		
					Vrf	Vri	S	Vrf	Vri	S
Oct	8,3118	6,8838	0,0202	1,4078	0,26	1,6730		0,2652		
Nov	8,3352	3,9014	0,0308	4,4030	1,6730			-1,1426	0,2652	1,4078
Dec	9,0666	2,9062	0,0499	6,1106	6,0760	6,0760		-2.8003	0.2652	3.0655
Jan	8,9550	2,9062	0,0729	5,9760	12,1865	12,1865		1.6026	1.6026	
Fev	8,6276	2,6459	0,1013	5,8804	18,1625	18,1625		7,7132	7.7132	
Mar	8,4171	5,4374	0,1177	2,8621	24,0429	23,5149	1,6730	13,6892	13,6892	
Avr	8,2884	7,0654	0,1397	1,0832	26,9050	23,5149	1,6730	19,5696	19,5696	
Mai	7,9376	11,6750	0,1476	-3,8850	24,5981	23,5149	1,6730	22,4316	22,4316	
Jui	8,1949	12,9414	0,1286	-4,8751	19,6299	19,6299		23,5149	23,5149	
Juil	7,9376	15,2910	0,0993	-7,4526	14,7548	14,7548		19,6299	19,6299	
Aou	7,9493	13,8446	0,0561	-5,9514	7,3022	7,3022		14,7548	14,7548	
Sep	8,0896	9,4158	0,0246	-1,3508	1,3508	1,3508		7,3022	7,3022	
					0,2652	0.2652		1,3508	1,3508	
							4,4733			4,4733

Du tableau précédant, il ressort :

$$V_s = 27.7230 \text{ Mm}^3$$

$$V_d = 23.5149 \text{ Mm}^3$$

Donc, le barrage fonctionne à un seul temps.

$$V_s > V_d \text{ alors on prend } V_u = V_d$$

$$V'_u = 23.5149 \text{ Mm}^3$$

Le volume normal de la retenue sera :

$$V_{\text{NNR}} = V_u + V_m$$

$$D'où : V'_{\text{NNR}} = 23.7801 \text{ Mm}^3 \quad \text{NNR} = 943 \text{ m NGA}$$

$$V_{\text{NNR}} = 19,88 \text{ Mm}^3$$

Donc, le volume utile saisonnier est de **19,88 Mm³**.

Il correspond à un niveau **NNR = 943.m NGA**

➤ Estimation de l'erreur

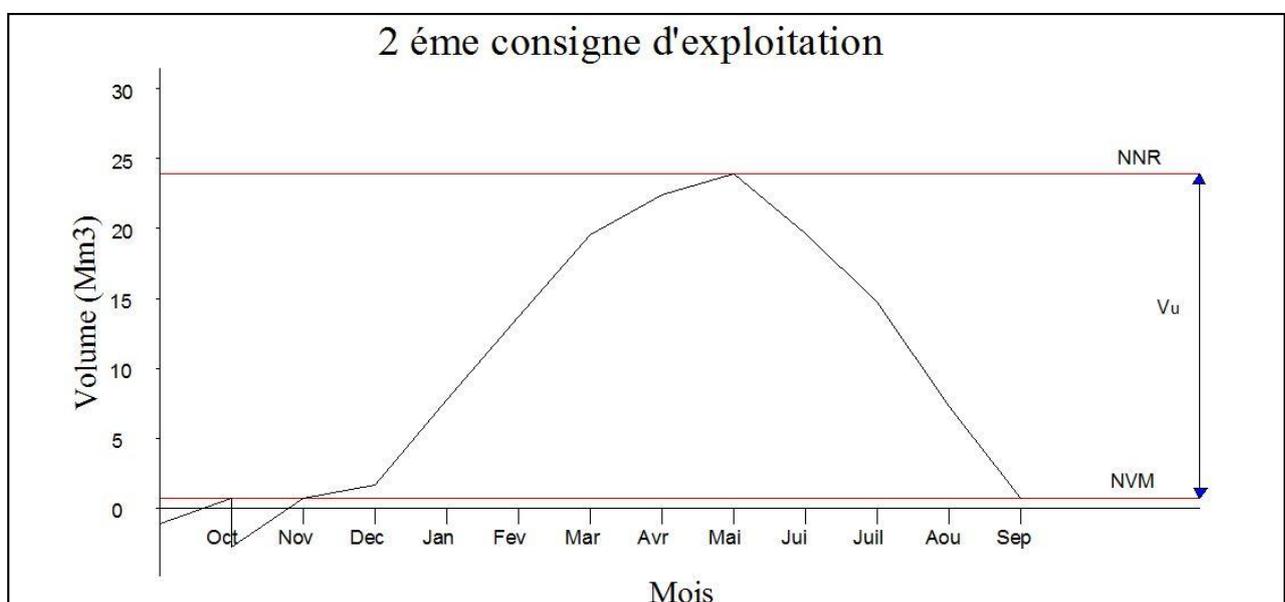
Il faut vérifier la condition suivante $1\% < \varepsilon < 2\%$ Si ce pas vérifié il faut faire des itérations

$$\text{Tel que :} \quad \varepsilon = \frac{V'_{r_u} - V_u}{V'_{r_u}} \cdot 100 \quad (\text{III.54})$$

$$\text{AN :} \quad \varepsilon = \frac{23.5149 - 23.0588}{23.5149} \cdot 100 = 1.93\%$$

Donc la condition est vérifiée.

Figure III.19 régularisation des débits selon la deuxième consigne d'exploitation



III.7. Laminage des crues

Le calcul du laminage des crues permet de réduire les dimensions et le coût de l'ouvrage d'évacuation, sans affecter la sécurité globale de l'aménagement. Ce type de calcul optimise la capacité de stockage momentanée de la retenue et le débit progressif des déversements en fonction de l'apport entrant de la crue, Cette relation peut être formulée comme suit :

$$Q \cdot dt = q \cdot dt + S \cdot dh \quad (\text{III.55})$$

Q : Le débit entrant de la crue.

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

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

Le débit cumulé à l'instant t est :

$$Q - q = S \cdot \frac{dh}{dt} \quad (\text{III.56})$$

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

Il existe plusieurs procédés de calcul comme ceux de Hildenblate, Sorensen, Blakmore, Kotcherine, Patapov, Step by step, Muskingum ainsi que d'autres méthodes, nous retenons la méthode de Muskingum.

III.7.1 Méthode de Muskingum:(Fread, D.L. 1993)

III.7.1.1 Laminage d'une onde de crue dans un tronçon de rivière

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

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial X} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial y}{\partial X} = gA (S_0 - S_f) + q \frac{Q}{A} \quad (\text{III.57})$$

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

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial X} = q \quad (\text{III.58})$$

En plus des notations habituelles, q désigne dans ces équations le débit latéral par unité de longueur du tronçon de rivière, débit qui entre dans le tronçon ou en sort.

La signification des cinq termes de l'équation(III.68) est la suivante :

- a) Le terme 1 représente l'accélération temporelle locale. Plus précisément, il rend compte de la vitesse de la variation du débit durant la crue. A titre d'exemple, si le débit de crue augmente de $1 \text{ m}^3/\text{s}$ à $2 \text{ m}^3/\text{s}$ en une heure, ce terme vaut $(1 \text{ m}^3/\text{s} - 2 \text{ m}^3/\text{s}) / 3600\text{s} = -0,000277 \text{ m}^3/\text{s}$. L'importance relative de ce terme, qui en l'occurrence est faible, doit être comparée avec celle des autres termes apparaissant dans l'équation.
- b) Le terme 2 représente l'accélération convective qui peut exister quand il y a un changement dans la géométrie (élargissement, rétrécissement). En absence de changement de section ce terme peut être négligé.
- c) Le terme 3 traduit le bilan des forces de pression dues au changement de la profondeur y avec l'abscisse x .
- d) Le terme 4 exprime les forces de gravité (S_0) et les forces de frottement (S_f).
- e) Le terme 5 exprime l'apport ou ma perte de la quantité du mouvement dus à un apport ou une perte d'eau sur le côté latéral.

La résolution des équations 1 et 2 est faisable mais pose parfois des difficultés d'ordre pratique et numérique (Cunge et Wegner 1964). On a ainsi souvent cherché à simplifier ce système selon les applications et les contextes.

D'après plusieurs études (Cunge et al. 1980), les trois premiers termes de l'équation III.68 peuvent être négligés pour la plupart des crues dans les rivières, si bien que l'équation III.68 devient en l'absence d'apport de débit latéral :

$$S_0 = S_f \quad (\text{III.59})$$

L'équation de continuité 2 peut être mise sous la forme suivante :

$$I - O = \frac{dS}{dt} \quad (\text{III.60})$$

Ou : I (INPUT ou Inflow) désigne le débit d'entrée Q_E .

O (OUTPUT ou Outflow) désigne le débit de sortie Q_S .

S désigne l'emménagement d'eau dans le tronçon.

L'équation III.71 exprime tout simplement le principe de conservation de la masse ? Le taux de variation de l'emménagement est égal à la différence entre les débits entrant et sortant.

III.7.1.2 Méthode de Muskingum

Après intégration entre deux instants assez rapprochés t_1 et t_2 , l'équation 71 s'écrit :

$$\Delta S = S_2 - S_1 = \int_{t_1}^{t_2} I dt - \int_{t_1}^{t_2} O dt \quad (\text{III.61})$$

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

$$S_2 - S_1 = \left(\frac{I_1 + I_2}{2} - \frac{O_1 + O_2}{2} \right) \Delta t \quad (\text{III.62})$$

La résolution du problème consiste à déterminer O_1 et O_2 , connaissant I_1 et I_2 . L'équation III.73 ne peut être utile que si l'on dispose d'une fonction d'emménagement pour déterminer S_1 et S_2 .

III.7.1.3 Principe de la méthode de solution

Le laminage à travers un réservoir est dû à la restriction qui limite le débit de sortie lorsque l'évacuation s'opère par le fond, à travers une vanne ou un orifice. Dans le cas d'un barrage-déversoir de grande surface, le débit d'entrée ne produit qu'une faible variation de la hauteur d'eau. C'est justement cette hauteur dans le réservoir qui gouverne le débit de sortie qui se voit ainsi laminé. Lorsque le déversoir est muni d'une contraction latérale, le laminage est encore plus prononcé.

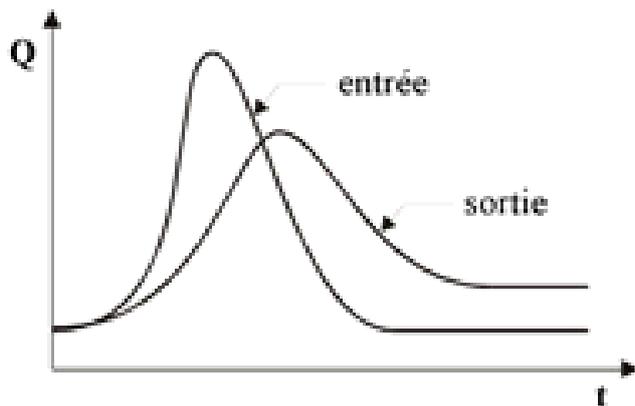


Figure III.19 Laminage à travers un barrage

Pour traduire le bilan d'eau, l'équation III.73 s'applique encore. Elle peut être réécrite :

$$2 \frac{S_2}{\Delta t} + O_2 = I_1 + I_2 + 2 \frac{S_1}{\Delta t} + O_1 - 2O_1 \quad (\text{III.63})$$

Cette équation permet de résoudre partiellement le problème car elle permet de calculer la quantité inconnue $[2S_2/\Delta t + O_2]$ en fonction d'autres quantités toutes connues qui figurent dans le membre de droite. Rappelons que les indices 1 et 2 désignent respectivement le début et la fin d'un intervalle de temps I_1 et I_2 , qui représentent les débits d'entrée au début et à la fin de l'intervalle, sont connus car l'hydrogramme d'entrée du réservoir est supposé connu à tous les instants. S_1 et O_1 sont connus car ils constituent les conditions initiales qui prévalent avant le début de la crue. Au cours de la crue, S_1 et O_1 sont connus à cause de la récursivité des calculs. Le stockage et le débit de sortie au début d'un intervalle sont calculés à la fin de l'intervalle précédent.

La question qui se pose est : comment calculer le débit de sortie O_2 à partir de la quantité connue $[2S_2/\Delta t + O_2]$?

Il est possible de construire pour chaque réservoir sa propre courbe caractéristique $\frac{2S}{\Delta t} + O = f(O)$. Cette courbe est indépendante de l'hydrogramme d'entrée du réservoir. Elle ne dépend que des propriétés géométriques du réservoir et de sa structure d'évacuation.

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

Tableau III.35 Valeurs de h et les plages de variation en période de crue

h_1	S_1	O_1	$2S_1 / \Delta t + O_1$
h_2	S_2	O_2	$2S_2 / \Delta t + O_2$
h_3	S_3	O_3	$2S_3 / \Delta t + O_3$
...
h_n	S_n	O_n	$2S_n / \Delta t + O_n$

Les deux dernières colonnes du tableau permettent de tracer la fonction cherchée :

$$f(O) = \frac{2S}{\Delta t} + O$$

III.7.1.4 Calcul du débit de sortie

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

1) Evacuation a surface libre par un déversoir (figure III.17). Dans ce cas, le débit de sortie se calcule par une relation de la forme :

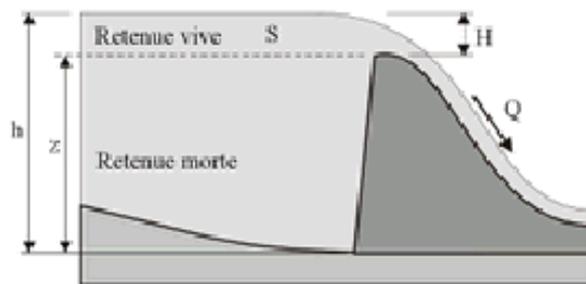


Figure III.20 Evacuateur à surface libre à entonnement frontal

$$Q = CBH^{3/2} = CB(h - z)^{3/2} \tag{III.64}$$

ou : C : c'est une constante qui tient compte de la forme du déversoir

B : est la largeur de déversoir

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

h: est la profondeur d'eau en amont du déversoir.

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

$$Q = mA \sqrt{2gh} \tag{III.65}$$

Ou : m : est une constante de débit

A :est la section d'écoulement

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

III.7.1.5 Calcul du volume stocké

Quand la section A du réservoir est constante, le calcul du volume stocké S pour une profondeur h donnée se fait à l'aide de la formule simple suivante :

$$S = Ah \tag{III.66}$$

Ceci est le cas pour certains bassins de rétention artificiels construis en milieu urbain.

Pour les réservoirs naturels, les berges ne sont pas verticales .les courbes d'emmagasinement se présentent alors sous la forme :

$$S = a_0 + a_1h + a_2h^2 + a_3h^3 + \dots + a_nh^n \tag{III.67}$$

Les coefficients $a_0, a_1, a_2, \dots, a_n$ qui sont propres à chaque réservoir, doivent être déterminés à partir des relevés géodésiques sur le fond et les berges.

Que la section soit constante ou variable avec la profondeur, la connaissance de h permet de déterminer le volume stocké.

✚ Application de la méthode de Muskingum pour une largeur de déversoir $b=15$ m

Le débit de sortie est calculé par la relation suivante :

$$Q = mb \sqrt{2gH}^{3/2} \tag{III.68}$$

Pour $b= 6$ m et $m = 0,49$: $Q= 13.02 H^{3/2}$

La courbe capacité –hauteur peut être modélisée par l'équation linéaire (figure III.18) avec un coefficient de corrélation $r = 0.9999$ entre les altitudes 335m NGA et 350m NGA.

$$V(Mm^3) = 0,1254H + 941,51$$

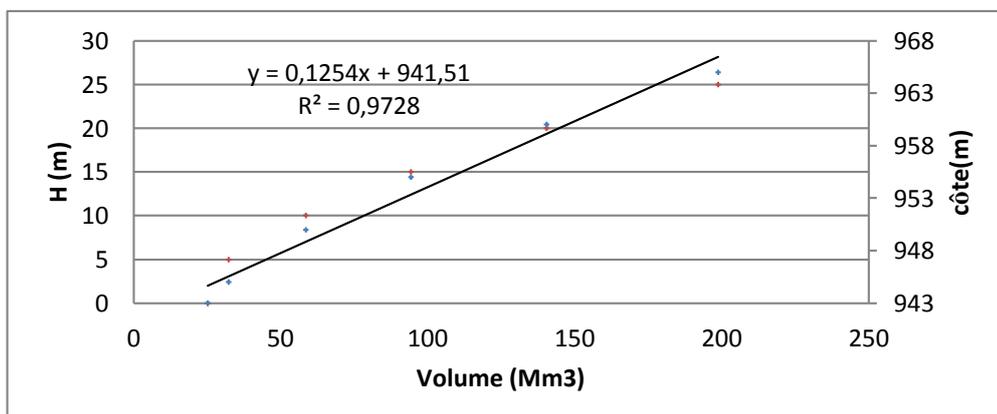
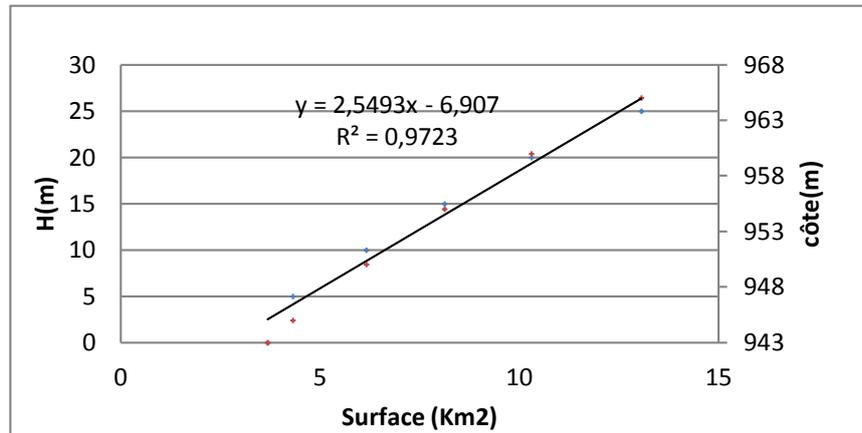


Figure III.21 Modélisation de la courbe capacité- hauteur**Figure III.22** Modélisation de la courbe surface-hauteur

La première étape consiste à tracer la courbe caractéristique du barrage $f(Q_s) = (2S/\Delta t + Q_s)$:

Initialement le débit de sortie $Q_s = 0 \text{ m}^3/\text{s}$ et la hauteur $H = 0 \text{ m}$, le volume stocké $V_s = 0 \text{ m}^3$.

La valeur maximal de débit d'entrée $Q_e = 242,25 \text{ m}^3/\text{s}$ nous donne la plage à couvrir avec le variable H : $242,25 = 13,02 H^{3/2}$, soit $H_{\max} = 7,02 \text{ m}$.

Les résultats obtenus pour des valeurs choisies de H sont donnés dans le tableau III.34

Tableau III.32 Calcul de la courbe caractéristique du barrage pour $b=15 \text{ m}$.

H (m)	COTE (m NGA)	Q (m³/s)	S (km²)	2S/ΔT+O
0	943	3,32	0,00	0
0,5	943,5	3,53	4,60	1763250
1	944	3,74	13,02	3736000
1,5	944,5	3,95	23,92	5918250
2	945	4,15	36,83	8310000
2,5	945,5	4,36	51,48	10911250
3	946	4,57	67,67	13722000
3,5	946,5	4,78	85,27	16742250
4	947	4,99	104,18	19972000
4,5	947,5	5,20	124,31	23411250
5	948	5,41	145,60	27060000
5,5	948,5	5,62	167,97	30918250
6	949	5,83	191,39	34986000
6,5	949,5	6,04	215,81	39263250
7	950	6,25	241,18	43750000

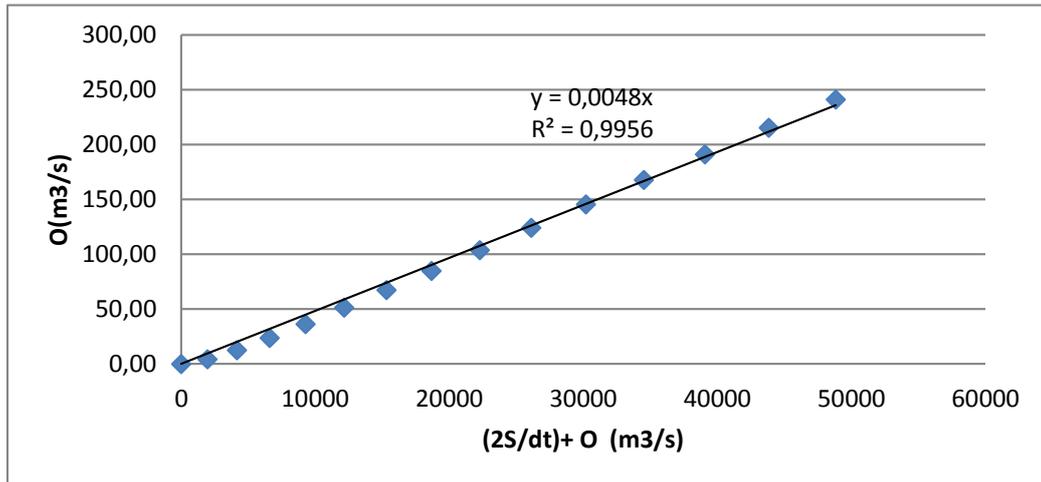


Figure III.23 Courbe caractéristique du barrage pour b=6m.

Utilisons la courbe caractéristique du barrage et l'équation

$$2 \frac{S_2}{\Delta t} + O_2 = I_1 + I_2 + 2 \frac{S_1}{\Delta t} + O_1 - 2O_1$$

On détermine l'hydrogramme des débits de sortie

Tableau III.33 Calcul de l'hydrogramme de sortie pour b=6m.

T (heure)	I (m ³ /s)	I1+I2 (m ³ /s)	2S/Δt + O (m ³ /s/m) (1)	2S/Δt + O - 2O (m ³ /s/m) (3)	O (m ³ /s/m) (2)
0	0	12,74	0,00	0,00	0,00
0,5	12,74	63,71	12,74	12,61	0,06
1	50,97	165,66	76,32	75,56	0,38
1,5	114,69	318,58	241,22	238,81	1,21
2	203,89	446,14	557,39	551,81	2,79
2,18	242,25	410,35	997,95	987,97	4,99
2,68	168,1	278,97	1398,32	1384,34	6,99
3,18	110,87	179,24	1663,31	1646,68	8,32
3,68	68,37	106,79	1825,92	1807,66	9,13
4,18	38,42	57,23	1914,45	1895,30	9,57
4,68	18,81	26,16	1952,53	1933,01	9,76
5,18	7,35	9,21	1959,17	1939,58	9,80
5,68	1,86	2	1948,79	1929,30	9,74
6,18	0,14	0,28	1931,30	1911,99	9,66
6,54	0,14	0,14	1912,27	1893,14	9,56
7,04	0	0	1893,28	1874,35	9,47
7,54	0	0	1874,35	1855,61	9,37
8,04	0	0	1855,61	1837,05	9,28
8,54	0	0	1837,05	1818,68	9,19
9,04	0	0	1818,68	1800,49	9,09
9,54	0	0	1800,49	1782,49	9,00

Tableau III.38 Hydrogramme d'entrée et les hydrogrammes de sorties.

Hydrogramme d'entrée			Hydrogrammes de sortie (m ³ /s)											
Temps (heures)	Q (m ³ /s)	Q1+Q2 (m ³ /s)	Hd=0,82m b=6m	Hd=0,77m b=8m	Hd=0,73m b=10m	Hd=0,66m b=15m	Hd=0,65m b=20m	Hd=0,64m b=25m	Hd=0,63m b=30m	Hd=0,56m b=40m	Hd=0,53m b=50m	Hd=0,52m b=60m	Hd=0,49m b=70m	Hd=0,47m b=80m
0	0	12,74												
0,5	12,74		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1	50,97	165,66	0,06	0,08	0,09	0,13	0,15	0,20	0,24	0,27	0,32	0,38	0,42	0,47
1,5	114,69	318,58	0,38	0,46	0,53	0,76	0,91	1,22	1,44	1,59	1,90	2,27	2,50	2,79
2	203,89	446,14	1,21	1,45	1,69	2,40	2,88	3,83	4,54	5,01	5,94	7,10	7,80	8,72
2,18	242,25	410,35	2,79	3,34	3,89	5,54	6,63	8,80	10,42	11,49	13,61	16,24	17,80	19,86
2,68	168,1	278,97	4,99	5,98	6,96	9,89	11,83	15,66	18,50	20,37	24,08	28,65	31,34	34,90
3,18	110,87	179,24	6,99	8,37	9,74	13,80	16,47	21,72	25,59	28,13	33,14	39,24	42,82	47,50
3,68	68,37	106,79	8,32	9,94	11,55	16,31	19,42	25,49	29,92	32,81	38,45	45,25	49,20	54,30
4,18	38,42	57,23	9,13	10,90	12,65	17,78	21,11	27,54	32,19	35,20	41,01	47,91	51,86	56,92
4,68	18,81	26,16	9,57	11,41	13,22	18,49	21,88	28,37	32,99	35,96	41,63	48,24	51,97	56,66
5,18	7,35	9,21	9,76	11,61	13,43	18,69	22,04	28,38	32,83	35,65	40,98	47,07	50,42	54,58
5,68	1,86	2	9,80	11,63	13,43	18,58	21,83	27,89	32,08	34,70	39,59	45,03	47,96	51,51
6,18	0,14	0,28	9,74	11,55	13,30	18,30	21,41	27,14	31,03	33,44	37,84	42,60	45,10	48,04
6,54	0,14	0,14	9,66	11,42	13,13	17,95	20,92	26,31	29,89	32,08	36,00	40,10	42,19	44,56
7,04	0	0	9,56	11,28	12,95	17,60	20,42	25,47	28,76	30,74	34,20	37,71	39,41	41,27
7,54	0	0	9,47	11,15	12,77	17,25	19,94	24,66	27,67	29,45	32,50	35,45	36,82	38,22
8,04	0	0	9,37	11,02	12,59	16,90	19,46	23,87	26,62	28,21	30,87	33,32	34,39	35,39
8,54	0	0	9,28	10,88	12,41	16,56	18,99	23,11	25,61	27,03	29,33	31,32	32,12	32,78
9,04	0	0	9,19	10,75	12,24	16,23	18,54	22,37	24,63	25,89	27,86	29,44	30,00	30,35
9,54	0	0	9,09	10,62	12,07	15,91	18,09	21,65	23,70	24,80	26,47	27,68	28,02	28,10

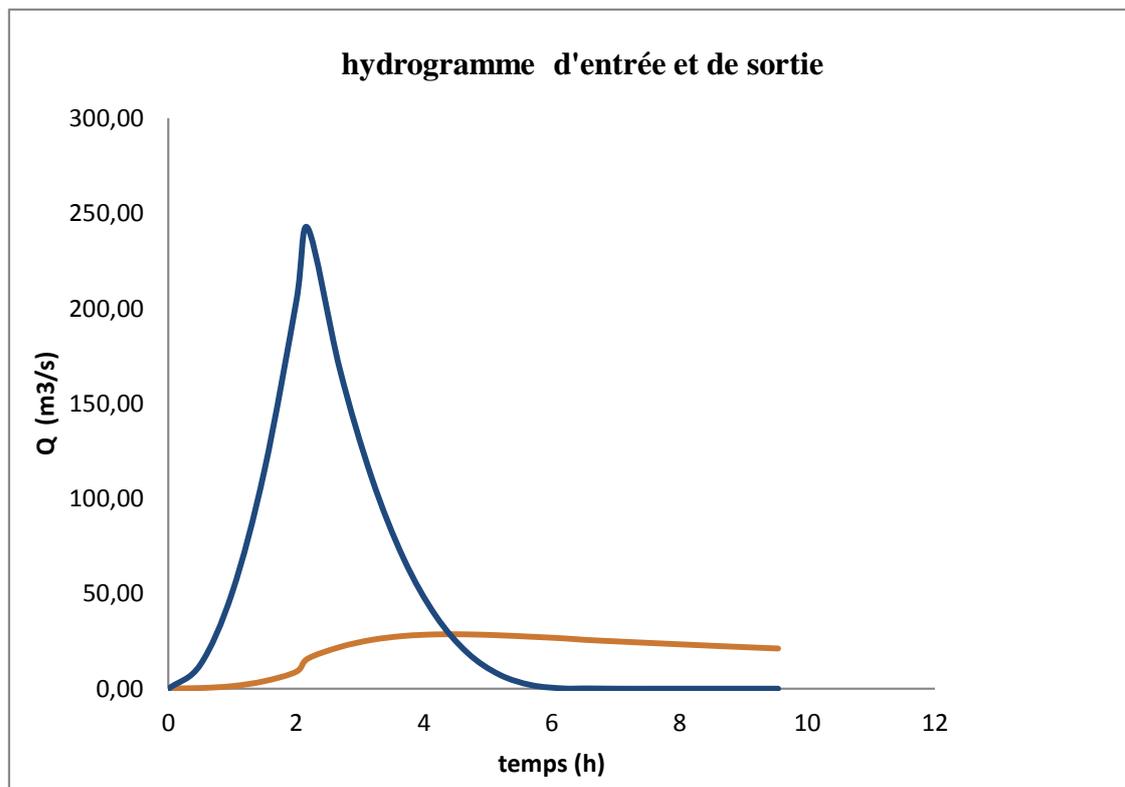


Figure III.24 Hydrogrammes de sorties

Tableau III.34 Tableau récapitulatif des résultats de laminage

B (m)	Hd (m)	NPHE NGA	(m)	q laminé (m³/s)	V forcé (Mm³)
6	0,82	943,82		9,8	7,5506
8	0,77	943,77		11,63	7,5502
10	0,73	943,73		13,43	7,5498
15	0,66	943,66		18,69	7,5493
20	0,65	943,65		22,04	7,5492
25	0,64	943,64		28,38	7,5491
30	0,63	943,63		32,99	7,5490
40	0,56	943,56		35,96	7,5485
50	0,53	943,53		41,63	7,5482
60	0,52	943,52		48,24	7,5482
70	0,49	943,49		51,97	7,5479
80	0,47	943,47		56,92	7,5478

III.8. Etude d'optimisation

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

Pour faire il faut évaluer le coût approximatif de l'ouvrage pour les différentes largeurs déversantes correspondantes aux différentes hauteurs de la digue pour choisir la plus économique.

III.8.1. La revanche

C'est la différence de niveau entre la crête du barrage et la côte des plus hautes eaux. Elle est en fonction de la hauteur des vagues h , de la vitesse du vent U et de la vitesse de propagation des vagues V dans la retenue.

Pour le calcul de la revanche plusieurs formules sont à utiliser :

a) Formule de MALLET et PACQUANT

$$R = H + \frac{v^2}{2g} \quad (\text{III.69})$$

Avec :

$$h = \frac{1}{2} + \frac{1}{3} \sqrt{F} \quad (\text{III.70})$$

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

$$V = \frac{3}{2} + \frac{2}{3} h \quad (\text{III.71})$$

F : Largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et la direction du barrage appelée Fetch qui doit être inférieure à 18Km [$F = 9,5\text{km}$] ;

A.N:

$$h = 0,5 + 0,33\sqrt{9,5} = 1,423\text{m}$$

$$V = 1,5 + 0,66 \cdot h = 1,5 + 0,66 \cdot 1,423 = 2,44\text{m/s}$$

D'où :

$$R = 1,423 + 0,5 = \mathbf{2,23m}$$

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

$$R = 0,75H + \frac{v^2}{2g} \quad (\text{III.72})$$

$$H = 0,75 + 0,34 \cdot \sqrt{F} - 0,26 \cdot \sqrt[4]{F} \quad (\text{III.73})$$

Avec: H : Hauteur des vagues

F : Le fetch (expliqué dans le paragraphe précédent) = 9,5 km

A.N: $H = 1,34\text{m}$

c) Formule Simplifiée

$$R = 1 + 0,3\sqrt{F} \quad (\text{III.74})$$

$$A.N : R=1+0,3. \sqrt{9,5} = \mathbf{1,92 \text{ m}}$$

Tableau III.35 Résultats de calcul de la revanche

Formule	MAILLET et PACQUANT	STENVENSON et GAILLARD	Simplifiée	Moyenne
Valeur de la Revanche (m)	2.23	1.34	1.92	1.84

Conclusion : On prend la valeur la plus proche de la moyenne. Donc celle obtenue par la formule SIMPLIFEE : **R=1,92m**

III.8.2. Tassement de la digue et fondations

Le tassement est calculé par les formules suivantes :

$$T = 0.015 h_b \quad (\text{III.75})$$

$$T = 0.001 h_b^{3/2} \quad (\text{III.76})$$

Avec :

T = Tassement de la crête du barrage.

h_b = Hauteur du barrage.

Donc le tassement est estimé à **0.4 m**.

III.8.3 Largeur en crête

La crête facilite la circulation sur le barrage une fois terminé. Elle est nécessaire dans la finition de l'ouvrage avec des équipements de compactage. Le niveau de la crête définit la hauteur maximale que le barrage doit atteindre à terme.

La largeur de la crête dépend de plusieurs facteurs, notamment des risques de tremblement de terre et de la longueur minimum du chemin d'infiltration qui assure un gradient hydraulique suffisamment faible à travers le barrage lorsque le réservoir est plein. La largeur en crête peut être évaluée à l'aide des formules suivantes :

$$\text{+ Formule KNAPPEN} \quad b = 1,65H_b^{0.5} \quad (\text{III.77})$$

$$\text{+ Formule PREECE} \quad b = 1,1H_b^{0.5} + 1 \quad (\text{III.78})$$

$$\text{+ Formule SIMPLIFIEE (Anonyme)} \quad b = 3,6.H^{1/3} - 3 \quad (\text{III.79})$$

+ Formule pratique (américaine)

$$b_{cr} = \frac{5}{3} \sqrt{H_b} \quad (\text{III.80})$$

Les résultats de calcul selon les différentes relations sont récapitulés ci-après :

$$H_b = NNR - C_f + h_{dév} + R + t \quad (\text{III.81})$$

NNR : cote du niveau NNR (m NGA)

Cf : Cote du fond = 920 m

H_{dév} : charge déversante au-dessus du déversoir

R : Revanche = **1,92m** t : tassement = **0.4 m**

Tableau III.36 Résultats de calcul de la largeur en crête.

B (m)	H (m)	NPHE (m NGA)	Largeur en crête (m)				
			KNAPPEN	PREENCE	IMPLIFIEE	PRATIQUE	MOYENNE
6	0,82	26,12	8,432775344	6,621850229	7,681368339	8,517954893	7,8134872
8	0,77	26,07	8,424700291	6,616466861	7,674548411	8,509798274	7,80637846
10	0,73	26,03	8,418234672	6,612156448	7,669086187	8,503267346	7,80068616
15	0,66	25,96	8,406907874	6,604605249	7,659513816	8,491826135	7,79071327
20	0,65	25,95	8,405288514	6,603525676	7,65814493	8,490190418	7,78928738
25	0,64	25,94	8,403668842	6,602445894	7,656775692	8,488554385	7,7878612
30	0,63	25,93	8,402048857	6,601365905	7,655406103	8,486918038	7,78643473
40	0,56	25,86	8,390700209	6,593800139	7,645809103	8,475454757	7,77644105
50	0,53	25,83	8,385831801	6,590554534	7,641690801	8,470537173	7,77215358
60	0,52	25,82	8,384208371	6,589472247	7,640317325	8,468897344	7,77072382
70	0,49	25,79	8,379336191	6,586224127	7,636194769	8,46397595	7,76643276
80	0,47	25,77	8,376086497	6,584057664	7,633444621	8,460693431	7,76357055

On opte pour une largeur en crête de = 8m.

III.8.4. Calcul des coûts

III.8.4.1. Coût de la digue

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

$$V_b = \sum V_i \quad (\text{III.82})$$

$$V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot L \quad (\text{III.83})$$

Avec :

V_i : le volume de barrage à la cote i.

L_i : distance entre deux coupes voisines.

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

$$S_i = \frac{b + B_i}{2} \cdot H_i \quad (\text{III.84})$$

$$B_i : \text{largeur de base ;} \quad B_i = (m_1 + m_2) H_i + b \quad (\text{III.85})$$

m_1, m_2 : fruits de talus amont et aval du barrage. ($m_1=3, m_2=2.5$).

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

$$H_i = \text{NNR-Cf} + R + H_d + t \quad (\text{III.86})$$

Le prix du mètre cube de remblai est estimé à 900 DA.

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

Tableau III.37 Cout de la digue

B (m)	Hd (m)	V b (m3)	Coût (DA)
6	0,82	356882,95	321194650,7
8	0,77	349026,42	314123773,5
10	0,73	345915,30	311323773,8
15	0,66	343856,73	309471058,4
20	0,65	342807,61	308526850,4
25	0,64	306149,11	275534196,8
30	0,63	341778,22	307600399,1
40	0,56	337784,07	304005661,7
50	0,53	333034,29	299730864,4
60	0,52	335746,73	302172052,5
70	0,49	334172,75	300755475
80	0,47	333160,74	299844665,3

III.8.4.2. Coût de l'évacuateur de crues

Le déversoir :

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

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

$$\frac{Y}{H} = 0,47 \left(\frac{X}{H} \right)^{1,80} \quad (\text{III.87})$$

Avec :

H : Charge sur le seuil ;

Y : Ordonnée du profil (m) ;

X : Abscisse du profil (m).

Le volume du déversoir sera : $V_d = S * B$

Avec :

S : Section transversale (m²).

B : Largeur De déversoir (m).

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

Tableau III.38 Coût de déversoir

B (m)	H (m)	S (m ²)	V _d (m ³)	Coût (DA)
6	0,82	6,2	37,2	1302000
8	0,77	5,6	44,8	1568000
10	0,73	5,4	54	1890000
15	0,66	5,2	78	2730000
20	0,65	5,1	102	3570000
25	0,64	5	125	4375000
30	0,63	4,9	147	5145000
40	0,56	3,5	140	4900000
50	0,53	3	150	5250000
60	0,52	2,8	168	5880000
70	0,49	2,6	182	6370000
80	0,47	2,4	192	6720000

Le coursier :

Le coursier est de section rectangulaire avec une longueur approximative de 280 m (inclut le bassin de dissipation et le canal de fuite, voir vue en plan de l'aménagement).

Le volume du béton de coursier est calculer par : $V_{\text{béton}} = S_{\text{Béton}} \cdot L_{\text{coursier}}$ (III.88)

Les épaisseurs du radier et des murs bajoyer sont pris respectivement de 1m et 0.7m.

La largeur de coursier est donnée par : $b_{\text{coursier}} = (Q_{e,\text{max}})^{0.4}$ (III.89)

$$b_{\text{ext. Coursier}} = b_{\text{coursier}} + 1,4$$

$$S_{\text{radier}} = b_{\text{ext. Coursier}} * e \quad \text{avec } e=1\text{m}$$

$$H_{\text{mur}} = H_{\text{déversante}} + 0,8$$

$$S_{\text{mur}} = H_{\text{mur}} * e * 2 \quad \text{avec } e=0,7$$

$$\text{Volume du coursier} = (S_{\text{radier}} + S_{\text{mur}}) * L$$

$$V_{\text{béton}} = S_{\text{Béton}} \cdot L_{\text{coursier}}$$

Tableau III.39 Coût de coursier.

B (m)	H (m)	Q (m ³ /s)	S _{radier} (m ²)	S _{murs} (m ²)	S _{tot} (m ²)	V béton (m ³)	Coût (10 ⁶ DA)
6	0,82	9,66980265	3,8783751	2,268	6,1463751	430,24626	15 058 619,09
8	0,77	11,7319892	4,0776183	2,198	6,2756183	439,29328	15 375 264,76
10	0,73	13,537232	4,2353844	2,142	6,3773844	446,41691	15 624 591,83
15	0,66	17,456322	4,5389261	2,044	6,5829261	460,80483	16 128 169,06
20	0,65	22,7481253	4,8896209	2,03	6,9196209	484,37346	16 953 071,12
25	0,64	27,7814911	5,1800907	2,016	7,1960907	503,72635	17 630 422,21
30	0,63	32,559495	5,4278294	2,002	7,4298294	520,08806	18 203 081,95
40	0,56	36,3820874	5,6107072	1,904	7,5147072	526,02951	18 411 032,70
50	0,53	41,8725481	5,8542209	1,862	7,7162209	540,13547	18 904 741,32
60	0,52	48,8317004	6,136753	1,848	7,984753	558,93271	19 562 644,85
70	0,49	52,112	6,2615538	1,806	8,0675538	564,72877	19 765 506,82
80	0,47	55,9477152	6,4016459	1,778	8,1796459	572,57521	20 040 132,46

 Canal d'approche :

La hauteur totale du mur est déterminé par :

$$H_{ca} = H + R + P \quad (\text{III.90})$$

Le volume du canal d'approche est déterminer par :

$$V = S \cdot L = H_{ca} \cdot e \cdot 2 * L \quad (\text{III.91})$$

Avec :

L : déterminée dans carte topographique de site. L=50m. e : prise 0.5m.

Tableau III.40 Coût du canal d'approche.

B (m)	Hd (m)	Hca (m)	S (m ²)	V (m ³)	Coût (DA)
6	0,82	4,74	4,74	237	8295000
8	0,77	4,69	4,69	234,5	8207500
10	0,73	4,65	4,65	232,5	8137500
12	0,66	4,58	4,58	229	8015000
20	0,65	4,57	4,57	228,5	7997500
25	0,64	4,56	4,56	228	7980000
30	0,63	4,55	4,55	227,5	7962500
40	0,56	4,48	4,48	224	7840000
50	0,53	4,45	4,45	222,5	7787500
60	0,52	4,44	4,44	222	7770000
70	0,49	4,41	4,41	220,5	7717500

III.8.4.3. Coût total du barrage

Le coût total (Digue + Evacuateur de crues) est donné dans le tableau suivant :

Tableau III.41 Coût total du barrage.

B (m)	Hd(m)	Coût de la digue (DA)	Coût de l'évacuateur (DA)	Coût total (DA)
6	0,82	321194651	24 655 619,09	345 850 270,09
8	0,77	314123774	25 150 764,76	339 274 538,76
10	0,73	311323774	25 652 091,83	336 975 865,83
12	0,66	309471058	26 873 169,06	336 344 227,06
20	0,65	308526850	28 520 571,12	337 047 421,12
25	0,64	275534197	29 985 422,21	305 519 619,21
30	0,63	307600399	31 310 581,95	338 910 980,95
40	0,56	304005662	31 151 032,70	335 156 694,70
50	0,53	299730864	31 942 241,32	331 673 105,32
60	0,52	302172053	33 212 644,85	335 384 697,85
70	0,49	300755475	33 853 006,82	334 608 481,82
80	0,47	299844665	34 967 632,46	334 812 297,46

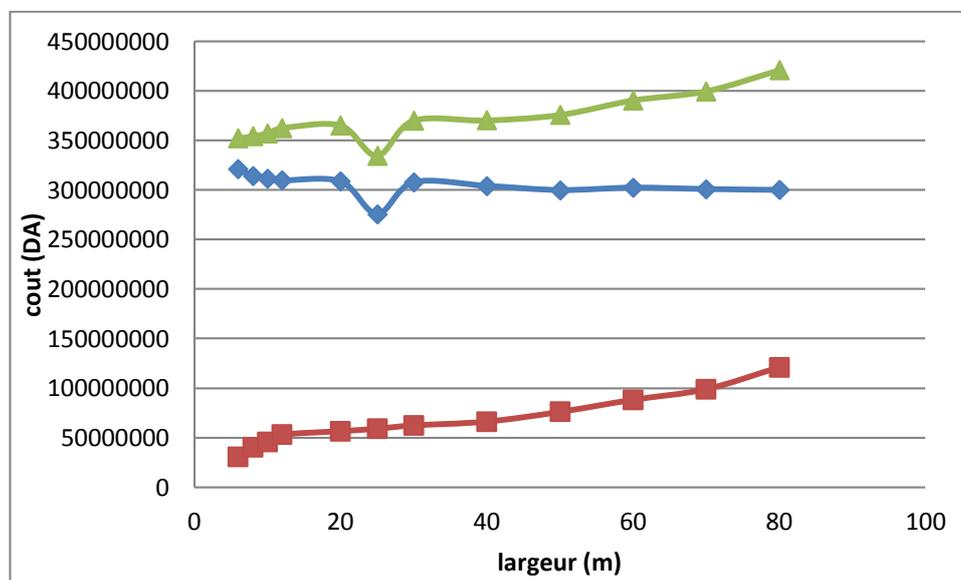


Figure III.25 courbe d'optimisation

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

Tableau III.42 Résultats de l'étude d'optimisation.

Largeur déversante	Hauteur déversante	Débit déversant	Hauteur du barrage	Côte en crête
25m	0,64m	353m ³ /s	26m	943 m

Tableau III.42 Tableau récapitulatif de l'étude de la régularisation et du laminage

Denominations	Unités	Valeurs
Volume mort	Mm ³	0.2652
Volume utile	Mm ³	23.5149
Volume au NNR	Mm ³	23.7801
Côte du fond	m NGA	920
Côte NNR	m NGA	943
Côte NPHE	m NGA	943,64
Tassement	m	0,4
Revanche	m	1,92
Côte en crête	m NGA	946
Largeur en crête	m	8
Debit évacué	m ³ /s	353
Largeur du déversoir	m	25
Charge déversée	m	0,64

La figure ci-dessous illustre les différents niveaux du barrages

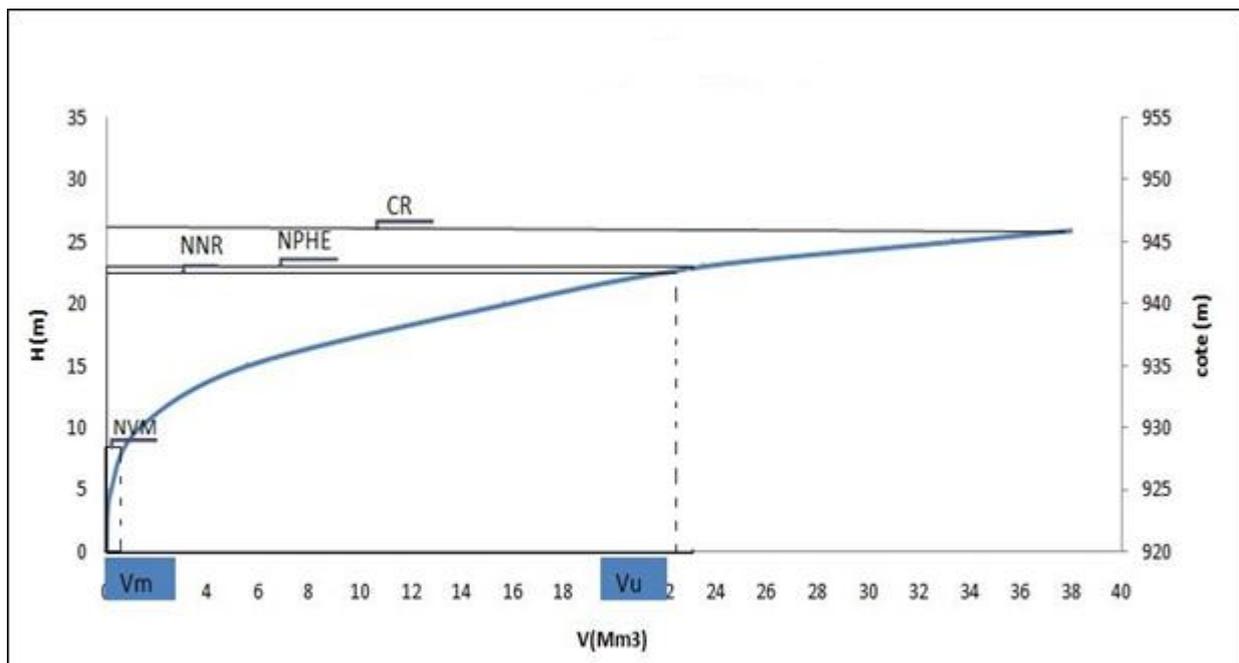


Figure III.25 : Courbe capacité- hauteur avec les différents niveaux du barrage

Conclusion :

Dans ce chapitre on a déterminé toute les caractéristiques hydrologiques du bassin, et les données nécessaires pour le dimensionnement de l'évacuateur de crue tel que le débit de crue millénaire laminé, et la cote NNR sur laquelle on doit caler la crête du déversoir, aussi la largeur optimale du déversoir avec une charge déversante.

Introduction

Un barrage doit être muni des ouvrages annexes tels que la dérivation provisoire, la tour de prise, et l'évacuateur de crue qui fait l'objet de notre étude. L'évacuateur de crue est un ouvrage destiné à permettre le transit des crues à travers le barrage sans que le barrage et ces fondations risquent d'être endommagées, et en contrôlant les cotes des plus hautes eaux, pour éviter la submersion de la digue.

Il existe plusieurs types des évacuateurs selon divers critères, Dans ce chapitre on va présenter la classification des évacuateurs, les choix des types qui correspondent à notre cas, et on choisira 3 variantes les plus adéquats pour les concevoir.

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

1. Le type de fonctionnement hydraulique ou régime d'écoulement

- Evacuateur de surface (entonnement frontal, latéral, labyrinthe,...)
- Evacuateur en charge
 - a. Evacuateur de crues en puits.
 - b. Evacuateur siphon sommaire pour petit barrage.
 - c. Evacuateur siphon à faible charge et fort débit.

2. L'emplacement par rapport à la digue

- Evacuateur central.
- Evacuateur latéral
 - a. Evacuateur latéral à entonnement frontal.
 - b. Evacuateur latéral à entonnement latéral.

3. Mode de réglage du débit : seuil vannée ou non vannée.

Le choix du type de l'évacuateur de crues dépend essentiellement des conditions topographiques, géologiques et économiques.

L'évacuateur de surface est placé selon les cas sur l'une des rives (évacuateur latéral) ou au centre du barrage (évacuateur central). Il est constitué en général d'un seuil déversant ou un déversoir latéral ou frontal (rectiligne, curviligne ou polygone) suivi d'un coursier aboutissant à un bassin dissipateur d'énergie, puis au lit du cours d'eau. Cette solution présente un avantage considérable en cas de forte crue dépassant le débit de la crue de projet, les aboutissements et affouillements éventuels n'atteindront pas le barrage et seront en général limités.

Dans l'évacuateur en charge l'eau transitée vers l'aval du barrage par une galerie ou par une conduite de gros diamètre disposée sous le barrage ou latéralement en rive. Cette conduite est alimentée par l'intermédiaire d'un puits ou d'une tour, ou par un déversoir de surface à crête ronde souvent circulaire appelé tulipe.

Le présent chapitre est pour choisir la variante de l'évacuateur la plus répondus 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 débit maximal à évacuer pour une période de retour de 1000 ans $q_{év} = 353 \text{m}^3/\text{s}$.
- La charge maximale déversant $H_d = 0,64 \text{ m}$.
- La largeur du déversoir $b=25 \text{ m}$.

IV.1 Choix du type de l'évacuateur de crues

Les critères intervenants dans le choix du type sont :

- ✓ La qualité des prévisions des crues.
- ✓ La sismicité de la zone d'étude.
- ✓ Les conditions topographiques et géologiques particulières du site.
- ✓ Le type de barrage.

Parmi les critères de choix du tracé de l'évacuateur :

- ✓ Le plus court possible.
- ✓ Suffisamment éloigné du pied aval du barrage.
- ✓ Rectiligne si possible.

Le débit maximum à évacuer est relativement important ($q_{\text{év}}=353\text{m}^3/\text{s}$) alors que la variante évacuateur en puits et dalot sous digue est déconseillée à cause du :

- Risque de saturation.
- Capacité de débit limité pour cette variante.
- La rive doit être rocheuse ou bien la digue en béton et ce n'est pas le cas de notre barrage.
- L'assurance de la liaison digue-conduite est difficile.

Vu que la digue est en terre, on ne peut pas mettre un évacuateur de crues sur digue à cause de :

- L'ouvrage sur digue est instable nécessite un système de drainage, mais il reste toujours un risque de glissement des différents plots du coursier.
- Un ouvrage coûteux par les précautions à prendre au niveau du coursier, bassin de dissipation et au pied du barrage.
- Déformation et déplacement dues aux tassements.
- L'évacuateur sur un remblai d'une hauteur de 53m est un ouvrage instable (risque de déplacement).

On peut installer un petit barrage déversoir en béton dont la partie aval est parfaitement profilée (Profil Creager) et muni à son pied d'un dispositif dissipateur du type auge déviateur ou bassin. Cette solution est coûteuse et de point de vue technique les liaisons entre les parties du barrage en terre et le déversoir en béton sont délicates à réaliser.

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

- Un dispositif sûr et efficace.
- Facile à calculer et à réaliser en coté de digue.
- Moins coûteux qu'un barrage déversoir en béton.
- Capable d'évacuer un débit supérieur au débit de dimensionnement (débit de la crue).

Remarque :

Les deux types d'entonnement (latéral et frontal), ainsi le déversoir polygonal (labyrinthe) sont possibles de point de vue géologique et technique, pour cela on va faire le calcul hydraulique des trois variantes pour pouvoir décider de la variante la plus favorable

IV.2. Choix de la rive favorable

Il se trouve que la rive droite est mieux favorable que la rive gauche parce que la pente du versant est douce et la longueur de l'évacuateur de crue est plus courte ce qui diminue le volume du terrassement et les dimensions du coursier et l'ouvrage de dissipation (la largeur et la longueur). La rive gauche a un versant à forte pente, d'où un évacuateur latéral sur cette rive conduit à

- Un volume de déblai important
- Un coursier à forte pente favorise l'érosion et la vibration des murs bajoyers.

Conformément aux clarifications illustrées ci-dessus, le choix est arrêté pour l'étude d'un évacuateur de crue latéral sur la rive droite.

IV.3. Evacuateur latéral à entonnement frontal

Dimensionnement et calcul hydraulique

L'évacuateur de crue de surface à entonnement frontal constitué en général des éléments suivants (Fig. IV.01) :

- Canal d'approche
- Déversoir
- Chenal d'écoulement
- Convergent
- Coursier
- Ouvrage de dissipation

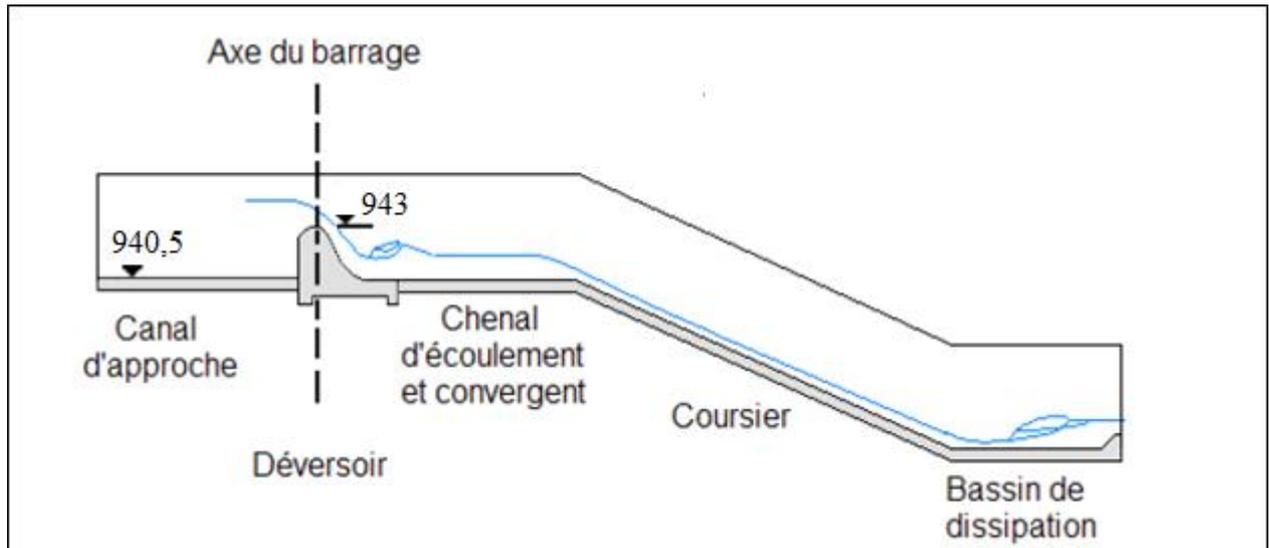


Figure IV.01. Schéma général d'un évacuateur latéral à entonnement frontal

Pour le calcul hydraulique de l'évacuateur de crues, on a besoin des données suivantes

- Le débit maximum à évacuer : $q_{év} = 353 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Longueur déversant : $L = 17 \text{ m}$
- Charge hydraulique au-dessus du déversoir : $H = 0.64 \text{ m}$
- Côte de la retenue normale : $NNR = 943 \text{ m}$

IV.3.1 Canal d'approche

Le canal d'approche précède le déversoir, est un canal artificiel qui permet de guider calmement la crue vers le seuil déversant, généralement l'écoulement est calme avec une vitesse faible (doit être inférieure à la vitesse admissible spécifique à la nature du sol).

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

$$V_a = \frac{q_{\text{év}}}{S_c} \quad (\text{IV.01})$$

V_a : vitesse d'approche en (m/s)

$q_{\text{év}}$: Débit maximum à évacuer = 371 m³/s

S_c : Section du canal d'approche (une section rectangulaire) = $b \cdot h$ en m²

b : Largeur du déversoir en (m)

h : Charge hydraulique (m)

$h = H + P$ (P est la hauteur de pelle et H est la charge).

$$0.4 < \frac{P}{H} \leq 1.6 \quad ; H=1.9 \Rightarrow 0.26 < P < 2.1 P = 2 \text{ m}$$

$$h = 0.64 + 2 = 2.64 \text{ m}$$

$$V_a = \frac{353}{25 \times 2.64} = 1.55 \text{ m/s}$$

$V_a < V_{adm}$ Avec $V_{adm} = 1.65 - 2.0 \text{ m/s}$ Pour les alluvions (Annexe II). Pour éviter le risque d'affouillement et d'érosion, on conçoit une plateforme en béton avec une pente très faible et une plateforme d'approche juste à l'entrée du canal.

✓ Pente du canal d'approche

Pour un régime uniforme on a :

$$Q = \frac{1}{n} * S * R^{2/3} I_0^{1/2} \quad (\text{IV.02})$$

$$\text{Alors :} \quad I_0 = \left(\frac{n \cdot Q}{S \cdot R^{2/3}} \right)^2 \quad \text{et} \quad R = \frac{S}{P}$$

Où: Q : débit déversant, = 353 m³/s.

S : section mouillée = 143 m².

P : Périmètre mouillé du canal rectangulaire = 26.3 m.

R : rayon hydraulique, = 5.44 m.

n : coefficient de Manning (n=0.03 pour le canal rocheux)

I_0 : pente du fond.

$$I_0 = \left(\frac{0,03 \cdot 371}{266,5 \cdot 3,64^3} \right)^2 = 0,00057 \quad \mathbf{I_0 = 0,057 \%}$$

➤ Hauteur du mur du canal d'approche

La revanche du canal est calculée d'après la formule suivante

$$H_m = H + P + Re$$

$$Re = 0.6 + 0.05 \cdot V \cdot (H)^{1/3} \quad (\text{IV.03})$$

$$Re = 0.6 + 0.05 \cdot 1.55 \cdot (0.64)^{1/3} = 0.67 \text{ m}$$

D'où la hauteur de mur est :

$$H_m = 0.64 + 2.0 + 0.67 = 3.31 \text{ m. On prend: } \mathbf{H_m = 3.30 \text{ m.}}$$

➤ Longueur du canal d'approche

La longueur du canal d'approche est déterminée d'après la topographie, elle est égale à 40m.

IV.3.2 Déversoir

Les propriétés de l'écoulement dans un déversoir dépendent de la forme géométrique de ce dernier, pour cela on a opté pour un déversoir dont la forme du seuil est basée sur le profil type Creager avec parement amont incliné. Vu la longueur déversante importante, et pour diminuer le volume de déblai, on a opté pour une forme du seuil de type curviligne avec une contraction en aval. La figure suivante montre la forme de seuil du déversoir.

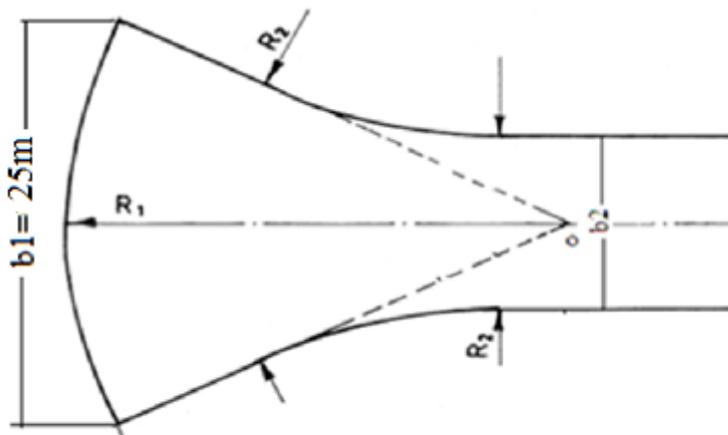


Figure IV.02 Forme du seuil de déversoir : Fan-shaped contraction (KHATSURIA, 2005)

La figure suivante montre les différents paramètres du profil USBR amont du déversoir.

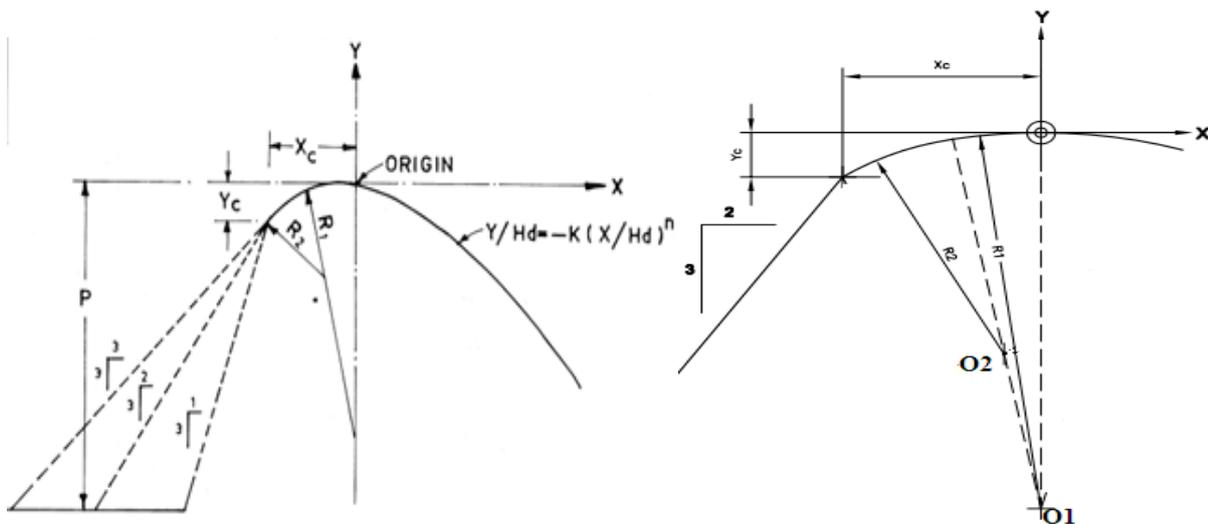


Figure IV.03 Paramètres du profil amont d'un déversoir USBR (KHATSURIA, 2005)

IV.3.2.1. Quadrant amont

Selon l'USBR (figure IV.03) les paramètres du quadrant amont incliné (2 : 3) sont calculés comme suit :

$$X_c = -0.223 * H = -0.150 \text{ m.}$$

$$Y_c = -0.06 * H = -0.038 \text{ m.}$$

$$R_1 = 0.554 * H = 0.355 \text{ m.}$$

$$R_2 = 0.31 * H = 0.198 \text{ m.}$$

IV.3.2.2. Quadrant aval

Régi par la formule : (Design of small dams, 1987)

$$\frac{y}{H_0} = -\frac{1}{K} * \left(\frac{x}{H_0}\right)^n \tag{IV.04}$$

K et n sont des paramètres dépendent de l'inclinaison du parement amont.

Le tableau suivant regroupe les valeurs de K et de n en fonction de la pente amont du déversoir standard.

Tableau IV.1. Valeurs des paramètres K et n

Pente amont	K	n
Verticale	2	1.85
3/1	1.936	1.83
3/2	1.939	1.81
3/3	1.873	1.77

Dans notre cas : l'inclinaison est de 2 :3 → $K=1,939$ $n=1,81$

METHODE CREAGER

Des essais expérimentaux ont été effectués par l'USBR (1948) sur la forme de la nappe liquide franchissant un déversoir à paroi mince. Ces essais ont été utilisés par l'USCE (*U.S. Army Corps of Engineers*) et plusieurs formes standard ont été développées et sont désignées par WES (*Waterways Experiment Station*). Ces formes répondent à l'équation suivante :

$$x^n = KH_0^{(n-1)}y \quad (IV.05)$$

Avec :

x, y : Les coordonnées du profil du déversoir.

H_0 = Charge d'eau sur le déversoir (m).

K et $1/n$: sont des paramètres dépendant de l'inclinaison de la paroi amont du déversoir.

A) Calcul du rayon de raccordement du déversoir avec le bassin de dissipation

Pour $\frac{P^*}{H_0} \leq 19$ on utilise la formule suivante :

$$R_{ac} = H_0 \left[1 + 0.25 \frac{P^*}{H_0} - 0.0004 \left(\frac{P^*}{H_0} \right)^{2.5} \right] \quad (IV.06.a)$$

Et pour $\frac{P^*}{H_0} > 19$ on utilise la formule suivante :

$$R_{ac} = H_0 \left[2.9 \left(\frac{P^*}{H_0} \right)^{0.128} \right] \quad (IV.06.b)$$

Avec :

H_0 : Charge d'eau sur le déversoir (m).

P^* : Hauteur du parement en aval.

B) Calcul de la hauteur du parement en aval P^*

$$P^* = \left(Y_1 + \frac{Q_d^2}{18.46B_d^2Y_1^2} \right) - H_0 \quad (IV.07)$$

$$Y_1 = \sqrt[3]{\frac{Q_d^2}{88.29B_d^2}} \quad (IV.08)$$

Où :

Y_1 = Profondeur de l'eau au pied du déversoir (m).

Q_d = Débit du projet (m^3/s).

B_d = Longueur de la lame déversante (m).

H_0 = Charge d'eau sur le déversoir (m).

C) Calcul des paramètres et des coordonnées des points A, B et C :

$$R_1 = 0.460 H_0$$

$$R_2 = 0.199 H_0$$

$$X_c = 0.220 H_0$$

$$Y_c = 0.780 H_0$$

$$X_a = -0.124 H_0$$

$$Y_a = 0.017 H_0$$

$$X_b = -0.07 H_0$$

$$Y_b = 0.209 H_0$$

Application numérique :

$$Q_d = 3753 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H = 0.64 \text{ m} \quad B_d = 25.00 \text{ m}$$

Un coefficient de débit $m = 0.49$

La hauteur du parement amont : $P = 2.0 \text{ m}$.

- a) Calcul des paramètres et coordonnées des points A, B et C (du profil en amont du déversoir Type WES)

Tableau IV.2 Paramètres et coordonnées des point A, B et C (du profil en amont du déversoir Type Creager)

Paramètre	Valeur
Xa	-0.0794
Ya	0.0109
Xb	-0.0448
Yb	0.1337
Xc	0.1408
Yc	0.4992
R1	0.2944
R2	0.1274

- b) Calcul de P^* ce paramètres du parement aval:

$$Y_l = 0.50 \text{ m}$$

$$P^* = 2.1 \text{ m}$$

Ces résultats sont obtenus en appliquant la formule (VI.05), on prend les valeurs de "X" pour obtenir les valeurs de "Y" jusqu'à ce que la valeur de "Y" obtenue soit égale ou supérieure à la hauteur du parement aval P^* calculé.

- c) Calcul du rayon de raccordement avec la formule (IV.06):

$P^*/H_0 = 1.18 < 19$ donc on applique (IV.06.a) $R_{rac} = 1.30$ m.

d) Tracé du profil en aval du déversoir :

Le tableau ci-dessus regroupe les résultats des coordonnées du profil déversoir obtenus par la méthode Creager :

Tableau IV.3 Calcul du profil Creager du déversoir (parement aval)

Coordonnées pour construire le profil du déversoir d'après Creager-Ofitsérove à H=1m			Profil du déversoir d'après Creager-Ofitsérove à H=0.64m			
X/H	Surface Intérieure (Profil du déversoir)	Surface Extérieure	H(m)	X/H	Y/H	Y'/H
0	0,126	-0,831	0.64	0,000	0,081	-0,532
0,1	0,036	-0,803		0,064	0,023	-0,514
0,2	0,007	-0,772		0,128	0,004	-0,494
0,3	0	-0,74		0,192	0,000	-0,474
0,4	0,007	-0,702		0,256	0,004	-0,449
0,6	0,06	-0,62		0,384	0,038	-0,397
0,8	0,147	-0,511		0,512	0,094	-0,327
1	0,256	-0,38		0,640	0,164	-0,243
1,2	0,393	-0,219		0,768	0,252	-0,140
1,4	0,565	-0,03		0,896	0,362	-0,019
1,7	0,873	0,305		1,088	0,559	0,195
2	1,235	0,693		1,280	0,790	0,444
2,5	1,96	1,5		1,600	1,254	0,960
2,8	2,4784	2,1		1,920	1,807	1,600

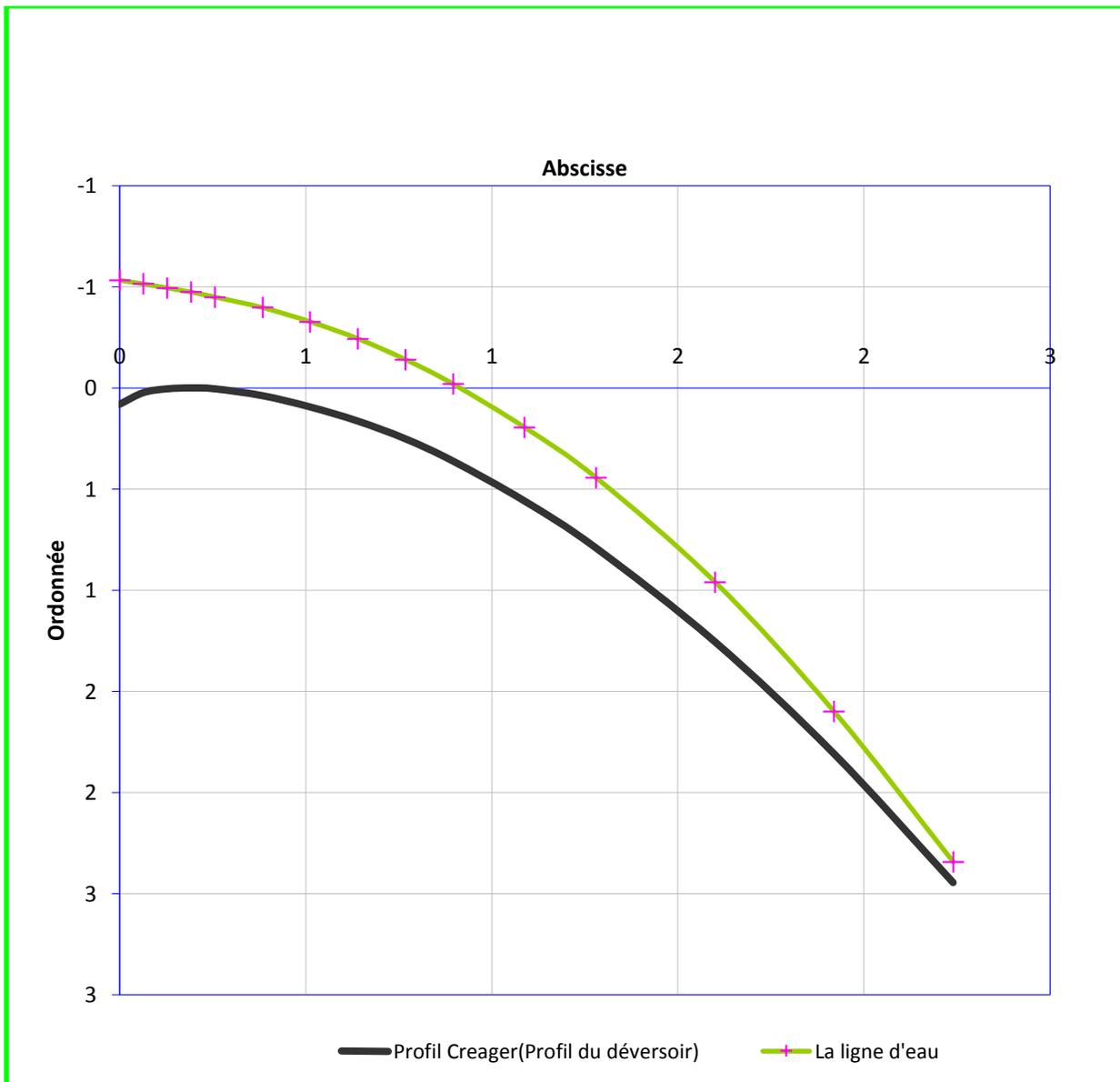


Figure IV.04 Profil du déversoir d'après Creager-Ofitsérove à H=0,64m

D) Les paramètres du profil aval

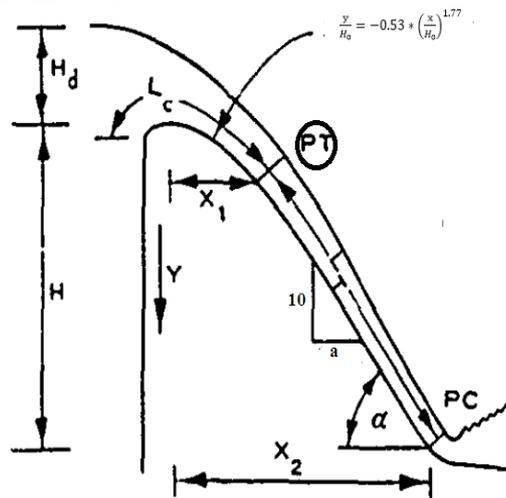


Figure IV.05 Paramètres du profil aval d'un déversoir USBR (KHATSURIA, 2005)

Les paramètres du profil aval sont : La longueur de la courbure (L_c), Longueur de la tangente (L_t) et l'angle d'inclinaison.

A) Longueur de la courbure (L_c)

On adopte une pente de **1 : 0.8** pour le parement aval donc à partir de l'abaque 2 – annexe 1 on trouve que :

$\frac{X_1}{H_d} = 1,2$ et à partir de l'abaque 1 – annexe on tire le rapport :

$\frac{L_c}{H_d} = 1.9$ Donc : $L_c = 1.9 * H_d = 0.64 * 1.9 = 1.22 \text{ m}$.

B) Longueur de la tangente (L_t)

À partir d'abaque 2 – annexe 1:

$$\frac{Y_1}{H_d} = 0.85$$

$$Y_1 = 0.85 * H_d = 0.85 * 0.64 = 1.25 \text{ m}$$

$$Y_2 - Y_1 = 3.5 - 1.25 = 2.66 \text{ m}$$

$$\tan a = \frac{1,0}{0,8} = 1.25$$

$$\sin a = 0,83$$

$$L_T = \frac{Y_2 - Y_1}{\sin a} = 2.70 \text{ m}$$

Donc la longueur totale de déversement $L_{1.22} + 2.7 = 3,93 \text{ m}$

C) Calcul hydraulique

Le calcul hydraulique consiste à vérifier l'effet de l'entraînement d'air sur l'écoulement et quantité de l'énergie dissiper pendant le déversement :

Pendant le déversement, la couche limite turbulente continue à se développer jusqu'au pied aval du déversoir. Bauer (1951) a développé la relation suivante :

$$\frac{\delta}{L} = 0,08 \left(\frac{L}{K} \right)^{-0,233} \quad (\text{IV.09})$$

δ : Épaisseur de la couche turbulente.

L : Longueur totale de déversement

K : rugosité de la surface de déversement (USBR exige la valeur de 0.61mm)

1. Épaisseur de la couche turbulente δ :

$$\frac{L}{K} = \frac{7.06}{0.61 \cdot 10^{-3}} = 6.44 \times 10^3$$

En appliquant l'équation (IV.09) :

$$\begin{aligned} \frac{\delta}{L} &= 0,08 \left(\frac{L}{K} \right)^{-0,233} \\ &= 0,08 (0,129) \\ \delta &= 0,01 \text{ m} \end{aligned}$$

2. Épaisseur de l'énergie δ_3

$$\delta_3 = 0,22\delta = 0.023 \text{ m}$$

3. La profondeur d_p et la vitesse V au pied aval du déversoir

$d_p = Y_1 = 0,50 \text{ m}$ (calculé par la formule...)

$V = Q_{\text{dév}} / (B \cdot d_p) = 353 / (25 \cdot 0,50) = 8 \text{ m/s}$.

La vitesse et la profondeur au pied aval sont respectivement 8m/s et 0.50m

4. Quantité de l'énergie dissipé le long la longueur de déversement

$$H_L = \frac{\delta_3 U^3}{2gq} \quad (\text{IV.10})$$

$$H_L = \frac{0,014(8)^3}{19.62 (2.47)}$$

$$H_L = 0,14 \text{ m.}$$

5. Profondeur au pied aval (point PC)

$$d = d_p + 0.18 * \delta \quad (\text{IV.11})$$

$$= 0.50 + 0.18 * 0.023 = 0,60 \text{ m}$$

Puisque $\delta < d$ donc pas de risque de gonflement de l'écoulement par l'air.

Correction de la vitesse :

$$V = Q_{\text{év}} / (B \cdot d) \quad (\text{IV.12})$$

$$= 353 / (50 \cdot 0,60) = 7,82 \text{ m/s.}$$

IV.3.3 Convergent

Pour un seuil du déversoir de forme arc de cercle, la contraction est nécessaire pour guider doucement l'écoulement vers le coursier. Sa largeur au début est égale à celle du déversoir et égale à sa fin à celle du coursier.

Les détails typiques de la contraction sont montrés dans la figure IV.06. Les caractéristiques de l'écoulement dans le convergent sont :

1. Le régime de l'écoulement dans le convergent est torrentiel.
2. Si le nombre de Froude $F > 1.5$ à la fin de la contraction on adopte des murs latéraux curvilignes, sinon on adopte des murs latéraux rectilignes. (Figure IV.06).

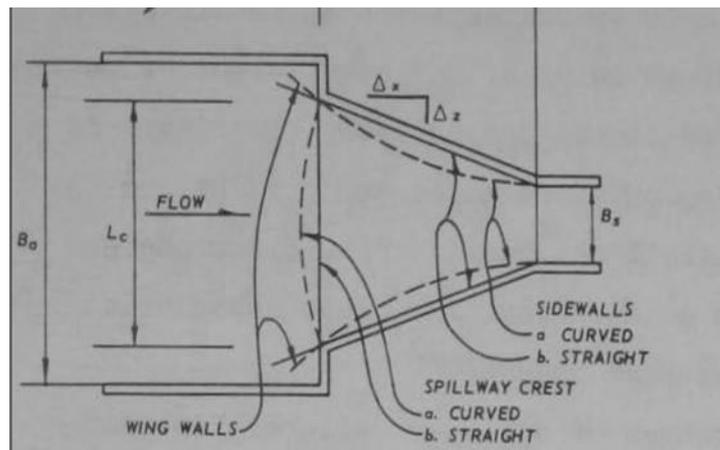


Figure IV.06 Forme du seuil et la contraction des murs du chenal d'écoulement (Cox, R. G. 1973)

L'USACE (1990) a suggéré que la courbure des murs sera dimensionnée par les formules suivantes :

$$\frac{\sum \Delta s}{\sum \Delta z} \geq \frac{1}{0.38 - 0.0116F} \quad (\text{IV.13})$$

Avec : F : Nombre de Froude à la fin de la contraction (dans la section **b2**).

Δz et Δs sont mentionnés dans la figure Figure IV.07

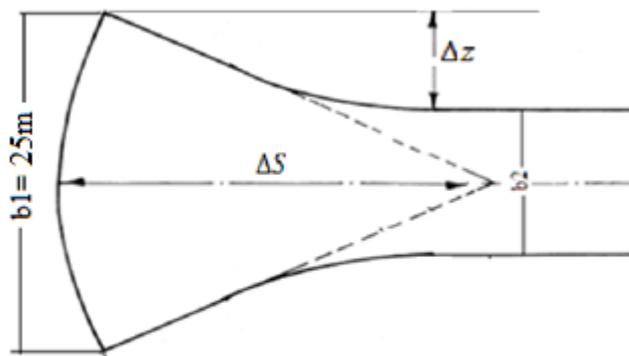


Figure IV.07 Δz et Δs du convergent**➤ Détermination de la largeur b_2 à la fin de la contraction**

Pour une longueur Δs donnée (égale à 50 m) on fait varier Δz

Données de Départ

V_1 (Pied aval de déversoir)= 7.82 m/s

h_1 (Pied aval de déversoir)= 0.60m

$Q=353 \text{ m}^3/\text{s}$.

On tout point du convergent on suppose que l'écoulement est uniforme permanent et régi par l'équation suivante :

$$Q = \frac{1}{n} * S * R^{2/3} I_0^{1/2} \quad (\text{IV.14})$$

Q : débit déversant, (m^3/s).

S : section mouillée, (m^2).

R : rayon hydraulique, (m).

$1/n$: coefficient de Manning ($n=0.013$)

I_0 : pente du fond ($I_0=0.057=5.7\%$).

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

$$Q = n^{-1} \times I_0^{1/2} \times (b \times h_n)^{5/3} \times (2h_n + b)^{-2/3}$$

On fixe la longueur $\Delta s = 50\text{m}$, puis on fait varier Δz comme suit :

Le tableau suivant résume les calculs pour $\Delta s = 50\text{m}$ en utilisant l'équation (IV.13) et (IV.14)

Tableau IV.04 Vitesse et profondeur au pied aval de déversoir.

B (m)	Q (m ³ /s)	Δs (m)	Δz (m)	b2 (m)	h _n (m)	H _c (m)	F	$\frac{\Delta s}{\Delta z}$	$\frac{1}{0.38 - 0.0116F}$	Condition (IV.4)
50	353	50	0	50	0,450	1,492				
50	353	50	2	40	0,468	1,556	6,06	25,00	5.26	Vérifié
50	353	50	4	30	0,488	1,628	6,09	12,50	5.11	Vérifié
50	353	50	8	25	0,535	1,801	6,17	6,25	4.22	Vérifié
50	353	50	10	20	0,564	1,906	6,21	5,00	4.22	Vérifié
50	353	50	14	18	0,637	2,172	6,30	3,57	3.38	Vérifié
50	353	50	15	15	0,659	2,254	6,32	3,33	3,26	Vérifié
50	353	50	15	12	0,671	2,298	6,33	3,23	3,28	Non Vérifié
50	353	50	16	10	0,684	2,344	6,35	3,13	3,20	Non Vérifié

À partir du calcul hydraulique du tableau IV.4, on peut conclure que les paramètres hydrauliques à la fin de la contraction sont :

b₂= 15m, $\Delta s = 50m$, $\Delta z = 15m$, h_n=0,659m, h_c=2,254m et F=6.32 et l'écoulement est torrentiel

IV.3.4 Coursier

Le coursier fait suite au convergent et conduit l'eau vers le bassin de dissipation. Il est fortement conseillé de lui donner une section rectangulaire ce qui assure un écoulement régulier, en aval du déversoir

✓ Calcul de la ligne d'eau

Les paramètres hydrauliques calculé à la fin du convergent sont considéré comme donnée pour le dimensionnement et le calcul de la ligne d'eau dans le coursier.

b₂= 15m, h_n=0,659m, h_c=2,254 m et F=6.32 et l'écoulement est torrentiel

Ces paramètres sont favorable jusqu'au le coursier atteindre une longueur de 80 m puis un coursier raide avec une pente de 30% poursuit jusqu'au l'entrée du bassin de dissipation.

Cela veut dire que les paramètres hydrauliques deviennent :

b₂= 15m, h_n=0,659m, h_c=2,254m

- **Méthode indirecte d'intégration numérique**

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

$$dy / dx = (S_0 - S_f) / (1 - Fr^2) \quad (IV.15)$$

Avec : S₀ : pente du fond.

S_f : pente de la ligne d'énergie.

Fr : nombre de Froude

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

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

n: coeff. de rugosité = 0,013, A : la section transversale, Q : le débit, R : rayon hydraulique, B la largeur,

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

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

Dans notre cas toujours $y_c < y_i < y_0$ (**Courbe de remous type S2**).

Les résultats de calcul sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau IV.05 Calcul de ligne d'eau dans le coursier.

Y (m)	S_{moy} (m ²)	P_{moy} (m)	R_{moy} (m)	Fr ²	1-Fr ²	$\frac{n^2 Q^2}{A^2 R^{4/3}}$	$i - \frac{n^2 Q^2}{A^2 R^{4/3}}$	Δx (m)	L (m)
2,254									
2,154	2,154	33,06	19,408	1,070	-0,070	0,0016	0,0784	-0,089	0
2,054	2,054	31,56	19,208	1,230	-0,230	0,0019	0,0781	-0,294	0
1,954	1,954	30,06	19,008	1,423	-0,423	0,0022	0,0778	-0,544	1
1,854	1,854	28,56	18,808	1,659	-0,659	0,0025	0,0775	-0,851	2
1,754	1,754	27,06	18,608	1,951	-0,951	0,0030	0,0770	-1,235	3
1,654	1,654	25,56	18,408	2,315	-1,315	0,0036	0,0764	-1,722	5
1,554	1,554	24,06	18,208	2,775	-1,775	0,0044	0,0756	-2,349	7
1,454	1,454	22,56	18,008	3,367	-2,367	0,0054	0,0746	-3,174	10
1,354	1,354	21,06	17,808	4,138	-3,138	0,0068	0,0732	-4,287	14
1,254	1,254	19,56	17,608	5,165	-4,165	0,0086	0,0714	-5,836	20
1,154	1,154	18,06	17,408	6,562	-5,562	0,0112	0,0688	-8,082	28
1,054	1,054	16,56	17,208	8,512	-7,512	0,0148	0,0652	-11,524	40
0,954	0,954	15,06	17,008	11,317	-10,317	0,0202	0,0598	-17,249	60
0,869	0,869	13,6725	16,823	15,124	-14,124	0,0277	0,0523	-22,943	75

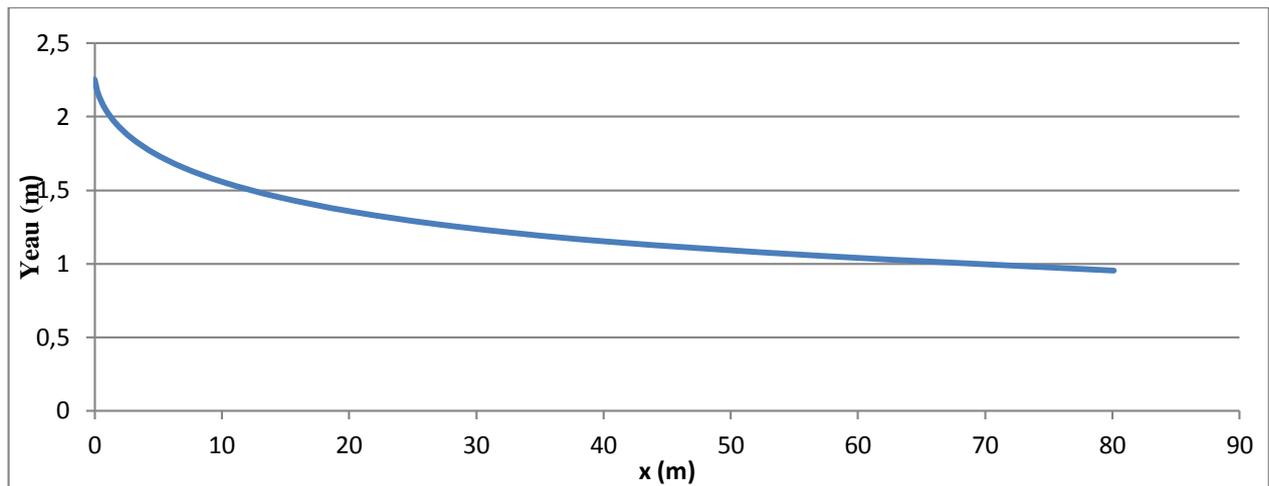


Figure IV.08 Graphique de la ligne d'eau dans le coursier.

✓ **Détermination de la hauteur des murs bajoyers**

Les hauteurs des murs bajoyers sont déterminées comme suit :

$$H_{baj} = H + R$$

Avec : R : Revanche (m).

$$R = 0.06 + 0.05 * V * H^{(1/3)}$$

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

Le calcul des hauteurs des murs sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau IV.07 Hauteur des murs bajoyers dans le coursier.

L (m)	H (m)	V	R (m)	H _{baj}
0	2,254	6,26441881	0,47067862	2,72467862
10	1,555	9,08038585	0,58599842	2,14099842
20	1,354	10,4283604	0,63684472	1,99084472
30	1,25	11,296	0,66841236	1,91841236
40	1,154	12,2357019	0,70170314	1,85570314
50	1,095	12,8949772	0,72455147	1,81955147
60	0,95	14,8631579	0,79055956	1,74055956
65	0,9	15,6888889	0,81737278	1,71737278
70	0,869	16,2485616	0,83527929	1,70427929

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

✓ **Aération de coursier**

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

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

$$V_{cr} = 6.63 \cdot \sqrt{g \cdot R \cdot \cos \theta} \cdot \sqrt{1 + \frac{0.0011}{R^2}} \cdot \left(1 + \frac{8.71 \cdot n}{R^{1/6}}\right) \quad (\text{IV.17})$$

Avec: V_{cr} : La vitesse critique.

θ : Angle d'inclinaison du radier du coursier. $I = 5.7\% \Rightarrow \theta = 3.26^\circ$

R: Rayon hydraulique.

n : Coefficient de rugosité. (n=0.013).

Le calcul de V_{cr} pour chaque section dans le coursier est représenté dans le tableau suivant

Tableau IV.09 Vérification de phénomène d'aération dans le coursier.

Section	Y (m)	R (m)	V (m/s)	V_{cr} (m/s)	$V_{cr} > V$
0	2,254	6,762	10,440698	29,33	Vérifié
1	2,154	6,462	10,9254101	28,84	Vérifié
2	2,054	6,162	11,4573191	28,33	Vérifié
3	1,954	5,862	12,0436711	27,81	Vérifié
4	1,854	5,562	12,6932758	27,26	Vérifié
5	1,754	5,262	13,4169517	26,69	Vérifié
6	1,654	4,962	14,2281338	26,10	Vérifié
7	1,554	4,662	15,1437151	25,48	Vérifié
8	1,454	4,362	16,1852361	24,84	Vérifié
9	1,354	4,062	17,3806007	24,16	Vérifié
10	1,254	3,762	18,7666135	23,45	Vérifié
11	1,154	3,462	20,3928365	22,70	Vérifié
12	1,054	3,162	22,3276407	22,91	Vérifié
13	0,954	2,862	24,6680643	24,70	Vérifié
14	0,869	2,607	27,0809359	29,33	Vérifié

La condition est vérifiée le long du coursier, pas de risque d'apparition des vagues roulantes.

IV.3.5 Bassin de dissipation

L'écoulement d'eau dans le coursier jusqu'au niveau de pied du barrage attient souvent une vitesse très élevée, ce débit à haute vitesse peut endommager, par son importante quantité d'énergie cinétique le lit naturel de la rivière, la seule manière de contrôler l'écoulement à haute vitesse est de dissiper une partie de l'énergie mécanique et d'obtenir avec le bassin de dissipation un écoulement à vitesse convenable dans le lit de la rivière.

D'après les tests réalisés par l'USBR « The Bureau of Reclamation »: le bassin de dissipation le plus favorable dépend du type de ressaut.

Tableau IV.11 Choix du type de bassin de dissipation selon l'USBR.

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

$Y_1 = 0,87 \text{ m}$ (la fin du coursier)

a- Calcul de la vitesse à l'entrée du dissipateur V_1 (m) :

$$v_1 = q / Y_1 \tag{IV.18}$$

AN : $V_1 = 22,3 \text{ m/s}$

b- Calcul du nombre de Froude à l'entrée du dissipateur F_{R1} :

$$F_{R1} = \frac{v_1}{\sqrt{gY_1}} \tag{IV.19}$$

AN : $F_{R1} = 7.63$ d'après le tableau IV.11 donc le ressaut est stable.

c- Choix du type de dissipateur :

Le type du bassin de dissipation est en fonction de nombre de Froude et de la vitesse d'écoulement à l'entrée du bassin. Selon la classification USBR il y a trois types :

- Si ($2,5 < F_{R1} < 4,5$) le saut est oscillant ; on conçoit un dissipateur de type I.
- Si ($F_{R1} > 4,5$) le saut est stable, alors :
 - Si ($V_1 < 15 \text{ m/s}$), on conçoit un dissipateur de type II.
 - Si ($V_1 > 15 \text{ m/s}$), on conçoit un dissipateur de type III.

Dans notre cas il faut concevoir un bassin de **type III** ($V_1=22,30 \text{ m/s}$; et ; $F_{R1} = 7.64$)

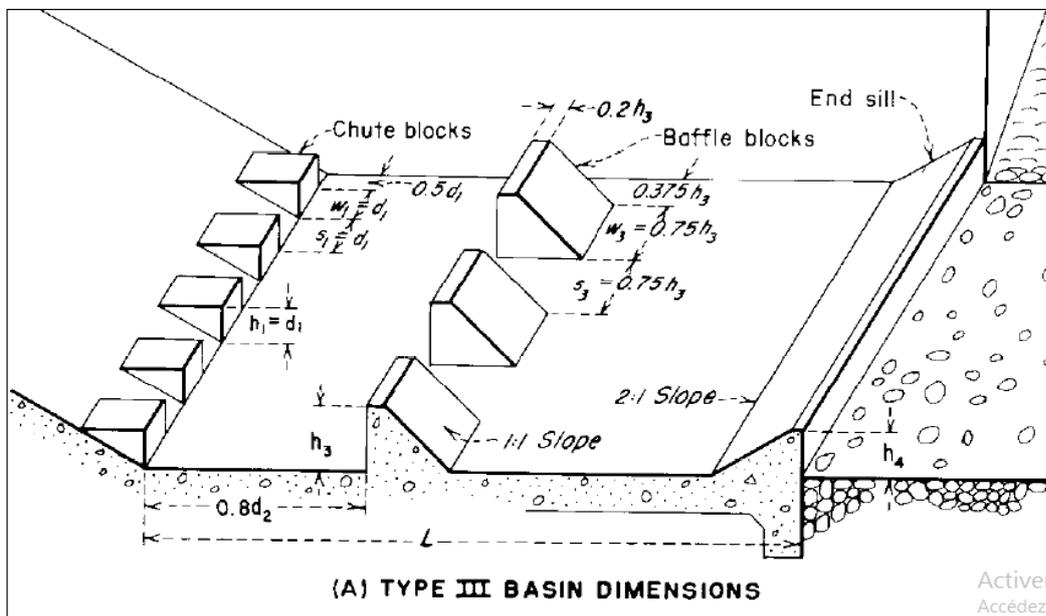


Figure IV.10 Schéma de bassin de dissipation USBR type III (Design of small dams, 1987)

d- Conception d'un dissipateur de Type III ($F_{r1} > 4.5$; $V1 > 15$ m/s)

La hauteur conjuguée de ($Y1$) :

$$\frac{Y_2}{Y_1} = 0.5 \left(\sqrt{8F_{r1}^2 + 1} - 1 \right) \quad (IV.20)$$

$$= 8.45$$

AN : $Y_2 = 7,35$ m

La longueur des dissipateurs (L_{III}) :

$$L_{III} = Y_2 (1.62 + 0.1788F_{r1} + 0.007F_{r1}^2) \quad (IV.21)$$

AN : $L_{III} = 22.27$ m, on prend $L = 22.5$ m.

➤ **Les dimensions des dents défléctrices (ou bloc de chute)**

Tableau IV.12 Dimensions des dents défléctrices

Grandeur	Formule	Valeur (m)
Hauteur h	Y_1	0,87
Epaisseur W	Y_1	0,87
Espace entre les dents S	Y_1	0,87

Le nombre de dents défléctrices (n) :

$$n = \frac{b}{2Y_1}$$

AN : $n = 10$

➤ **Les dimensions des blocs de chicane :**

$$h_3 = Y_1 (0.545 + 0.175F_{r1}) \quad (IV.22)$$

AN: $h_3 = 1,44$ m.

Tableau IV.13 Dimensions des blocs de chicane

Grandeur	Formule	Valeur (m)
Hauteur	h_3	1,1
Epaisseur	$0,75 h_3$	1.08
Epaisseur supérieure	$0,2 h_3$	0,29
Espace entre les blocs	$0,75 h_3$	1.08

Distance entre blocs de chute et blocs de chicanes : $d = 0,8.d_2$ avec :

$$d_2 = \frac{L_{III}}{1.071 + 0.358F_{r1} - 0.025F_{r1}^2 + 0.00055F_{r1}^3} \quad (IV.23)$$

AN : $d_2 = 10.9$ m $d = 8.72$, on prend : $d = 8.80$ m.

➤ **Les dimensions du seuil terminal**

$$h_4 = Y_1 (0.956 + 0.063F_{r1}) \quad (\text{IV.24})$$

AN : $h_4=1.18\text{m}$.

Epaisseur de la face supérieure du seuil = $0,04 \cdot h_4 = 0,05 \text{ m}$.

IV.3.6 Canal de fuite

Le canal de fuite fait suite directement au bassin de dissipation, il sert à conduire l'eau jusqu'au cours d'eau naturel .

Le canal de fuite projeté est de section rectangulaire de largeur $b=20\text{m}$, fruits des talus $m=1$ et une pente de $i=0,1\%$.

✓ **Profondeur critique**

$$h_c = \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0.015 * \sigma_{cr}^2 \right) * K$$

$$K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g * b^2}} \quad (\text{IV.25})$$

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

A.N : $K = 3.17 \text{ m}$ $\sigma_{cr} = 0,158$ Alors : $h_c = 2,55\text{m}$.

✓ **Pente critique**

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{S_{cr}^2 * C_{cr}^2 * R_{cr}} \quad (\text{IV.26})$$

Avec :

S_{cr} : Surface mouillée. $S_{cr} = b * h_c = 51 \text{ m}^2$.

R_{cr} : Rayon hydraulique : $R_{cr} = \frac{S}{P} = \frac{51}{20+2*255} = 2,03 \text{ m}$.

C_{cr} : Coefficient de Chézy : $C_{cr} = \frac{1}{n} * R^{1/6} = \frac{1}{0,013} * 2,03^{1/6} = 86,55$

D'où : $I_{cr} = 0.31\%$.

✓ **Profondeur normal**

La profondeur normal est de : $h_n = 2.71\text{m}$. (Par itération).

✓ **Vitesse dans le canal**

$V = \frac{Q}{S} = 5.22\text{m/s}$.

✓ **Froude** : $F = \frac{V}{\sqrt{g \cdot h}} = \frac{4,57}{\sqrt{9,81 \cdot 3,25}} = 0,88 < 1$ Donc le régime est **Fluviale**.

IV.4 Evacuateur latéral à entonnement latéral

L'évacuateur de crue latéral constitue des éléments suivants :

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

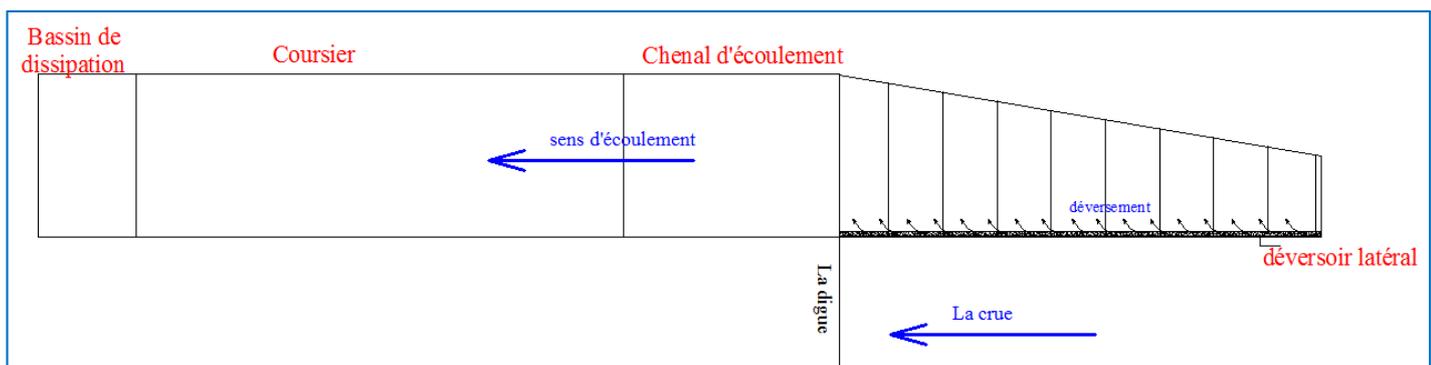


Figure IV.11 description de l'évacuateur de crue latéral.

IV.4.1 Canal d'approche

✓ **La vitesse d'approche**

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

$$V_a = \frac{q_{\text{év}}}{S_c} \quad (\text{IV.27})$$

Avec :

V_a : vitesse d'approche en m/s

$q_{\text{év}}$: Débit maximum à évacuer = 353 m³/s

S_c : Section du canal d'approche (une section rectangulaire) = $b \cdot h$

b : Largeur du déversoir en m

$$l = \frac{Q}{m \cdot H^{3/2} \cdot \sqrt{2g}} \quad (\text{IV.28})$$

$$l = \frac{353}{0.30 \cdot 0.64^{3/2} \cdot \sqrt{2g}} = 88 \text{ m.}$$

h : Charge hydraulique

$h = H + P$ (P est la hauteur de pelle et H est la charge).

$$0.4 < \frac{P}{H} \leq 1.6 \quad ; \quad H=0.64 \Rightarrow 0.27 < P < 2.1 \quad \mathbf{P=2m}$$

$$h = 0.64 + 2 = 2.64 \text{ m}$$

$$V_a = \frac{353}{30 \times 2.64} = 1,41 \text{ m/s}$$

$V_a < V_{adm}$ Avec $V_{adm} = 1.65 - 2.0 \text{ m/s}$ Pour les alluvions (Annexe II). Pour éviter le risque d'affouillement et d'érosion, on conçoit une plateforme en béton avec une pente très faible et une plateforme d'approche juste à l'entrée du canal.

✓ Pente du canal d'approche

Pour un régime uniforme on a :

$$Q = \frac{1}{n} * S * R^{2/3} I_0^{1/2}$$

$$\text{Alors :} \quad I_0 = \left(\frac{n \cdot Q}{S \cdot R^{2/3}} \right)^2 \quad \text{et} \quad R = \frac{S}{P}$$

Où: Q : débit déversant, = 353 m³/s.

S : section mouillée = 250 m².

P : Périmètre mouillé du canal rectangulaire = 56,32 m.

R : rayon hydraulique, = 4.46 m.

n : coefficient de Manning (n=0.03 pour le canal rocheux)

I₀ : pente du fond.

$$I_0 = \left(\frac{0,03 \cdot 353}{250 \cdot 4.46^{2/3}} \right)^2 = 0,00024 \quad \mathbf{I_0=0,024 \%}$$

✓ Hauteur du mur du canal d'approche

La revanche du canal est calculée d'après la formule suivante

$$H_m = H + P + Re$$

$$Re = 0.6 + 0.05 * V * (H)^{1/3}$$

$$Re = 0.6 + 0.05 * 1.41 * (0.64)^{1/3} = 0.66 \text{ m}$$

D'où la hauteur de mur est :

$H_m = 0.64 + 2.0 + 0.66 = 3.33$ m. on prend $H_m = 3.5$ m.

IV.4.2 Déversoir et canal latéral

Les propriétés de l'écoulement dans un déversoir est dépendant de la forme géométrique de ce dernier, pour cela on a opté pour un déversoir à paroi mince de profil Creager pour éviter le phénomène de cavitation.

✓ Quadrant aval

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

$$\frac{y}{H} = 0.47 * \left(\frac{x}{H}\right)^{1.85} \quad (\text{IV.29})$$

Avec : $K=1.939$, $n=1,81$, $H=0.64$ m.

Le tableau ci-dessus regroupe les résultats des coordonnées du profil déversoir obtenus par la méthode Creager :

Tableau IV.14 Calcul du profil Creager du déversoir (parement aval)

Coordonnées pour construire le profil du déversoir d'après Creager-Ofitsérove à H=1m			Profil du déversoir d'après Creager-Ofitsérove à H=0.64 m			
X/H	Surface Intérieure (Profil du déversoir)	Surface Extérieure	H(m)	X/H	Y/H	Y'/H
0	0,126	-0,831	0.64	0,000	0,239	-1,579
0,1	0,036	-0,803		0,190	0,068	-1,526
0,2	0,007	-0,772		0,380	0,013	-1,467
0,3	0	-0,74		0,570	0,000	-1,406
0,4	0,007	-0,702		0,760	0,013	-1,334
0,6	0,06	-0,62		1,140	0,114	-1,178
0,8	0,147	-0,511		1,520	0,279	-0,971
1	0,256	-0,38		1,900	0,486	-0,722
1,2	0,393	-0,219		2,280	0,747	-0,416
1,4	0,565	-0,03		2,660	1,074	-0,057
1,7	0,873	0,305		3,230	1,659	0,580
2	1,235	0,693		3,800	2,347	1,317
2,5	1,96	1,5		4,750	3,724	2,850
2,8	2,4784	2,1		5,320	4,709	3,990

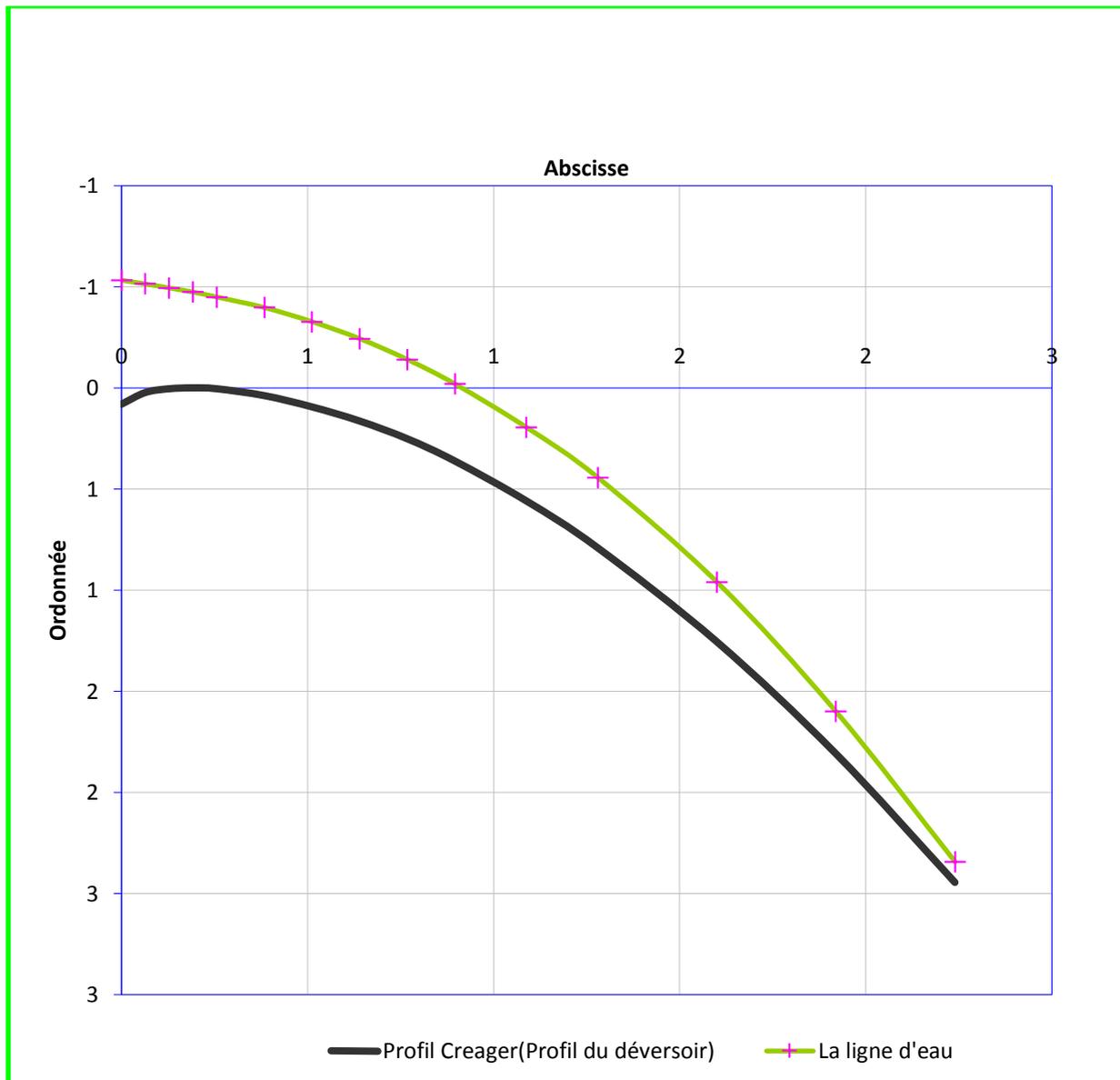


Figure IV.12 Profil du déversoir d'après Creager-Ofitsérove à $H=0,64\text{m}$

Les paramètres du quadrant aval : voir paragraphe N° : **IV.3.2.2. D)**. On récapitule les résultats :

Longueur de la courbure L_c : 3.86 m.

La longueur de la tangente L_t : 3.2 m.

La longueur totale du déversement: $L = L_c + L_T = 2.93 + 1.3 = 4.22 \text{ m}$

Angle de raccordement : 51.53°

✓ **Quadrant amont** : d'après les graphes en annexe VII,

On a: $h_0 = V^2/2g$

$H_0/H_d = 0,03$

$X_c = 0.2677 * H = 0.17 \text{ m.}$

$Y_c = 0.114 * H = 0.07 \text{ m.}$

$R_1 = 0.515 * H = 0.33 \text{ m.}$

$$R_2 = 0.216 * H = 0.14 \text{ m.}$$

La figure suivante présente la proposition pour le parement amont du l'USCE (United States Army, Corps of Engineers), 1958. La courbe de la crête se compose de trois arcs circulaires.

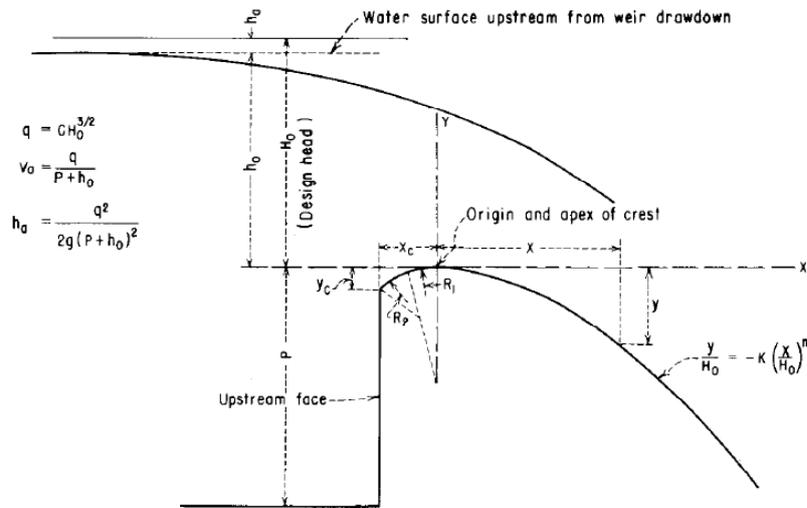


Figure IV.13 détail du quadrant amont. (Design of small dams, 1987)

Le tableau suivant montre les origines O, rayons de courbure R et domaines de validité relatifs à H_d pour le quadrant amont.

Tableau IV.15 Les origines O pour les rayons R_i.

I	O _i
1	(0/-1,175)
2	(-0.2467/-0.5146)

✓ **Rayon de raccordement du déversoir**

Dans le cas où P < 10 m on prend R = 0.5* P.

On a : P = 2.0 m < 10 m.

D'où : R = 0.5*2.0 ce qui donne : R = 1 m.

✓ **Calcul hydraulique**

Au point de vue hydraulique des auge prismatiques sont préférables, mais pour des raisons économiques on a choisie de dimensionner une auge de section qui augmente dans le sens de l'écoulement, car le débit augmente, le canal donc est trapézoïdale, de largeur du fon variable et fruit de talus =2.

Choix de la largeur du fond du canal latéral

La largeur minimale du fond du canal latéral **bc** doit être choisie de telle sorte que le débit spécifique ne soit pas supérieur à 15 m²/s/m pour éviter les phénomènes de cavitation.

$$b = \frac{Q}{15} = \frac{353}{15} = 23.5m.$$

On prend **b=30 m**.

On fait varier la largeur de l’auge de réception de 15 à 30 mètres comme le montre la figure suivante.

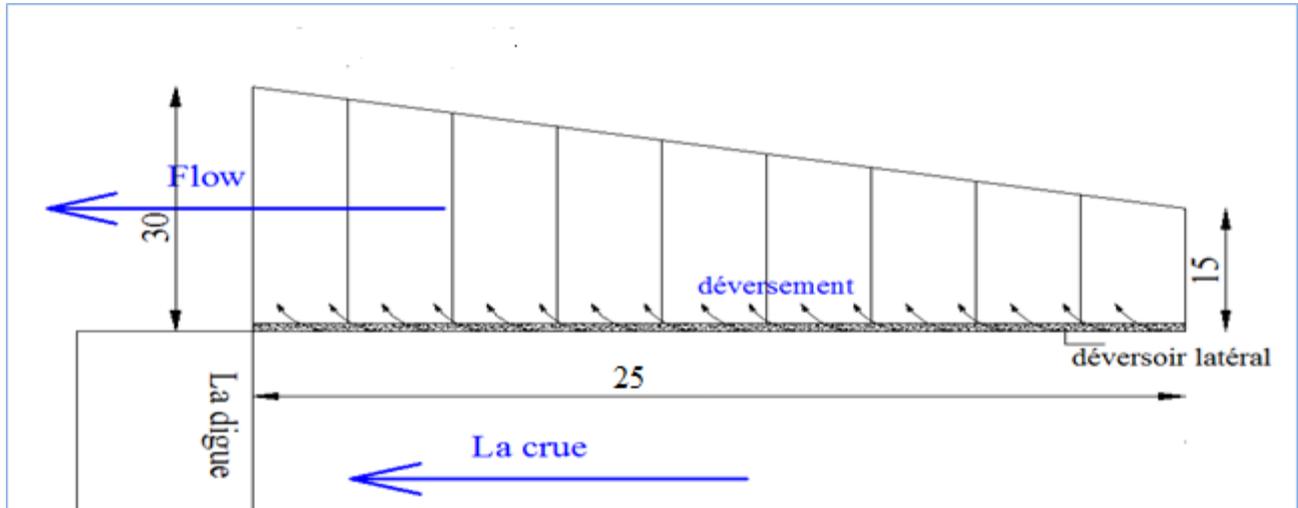


Figure IV.14 Vue en plan du canal latéral (auge de réception) divisé en tranches.

Etapes du calcul de la ligne d’eau:

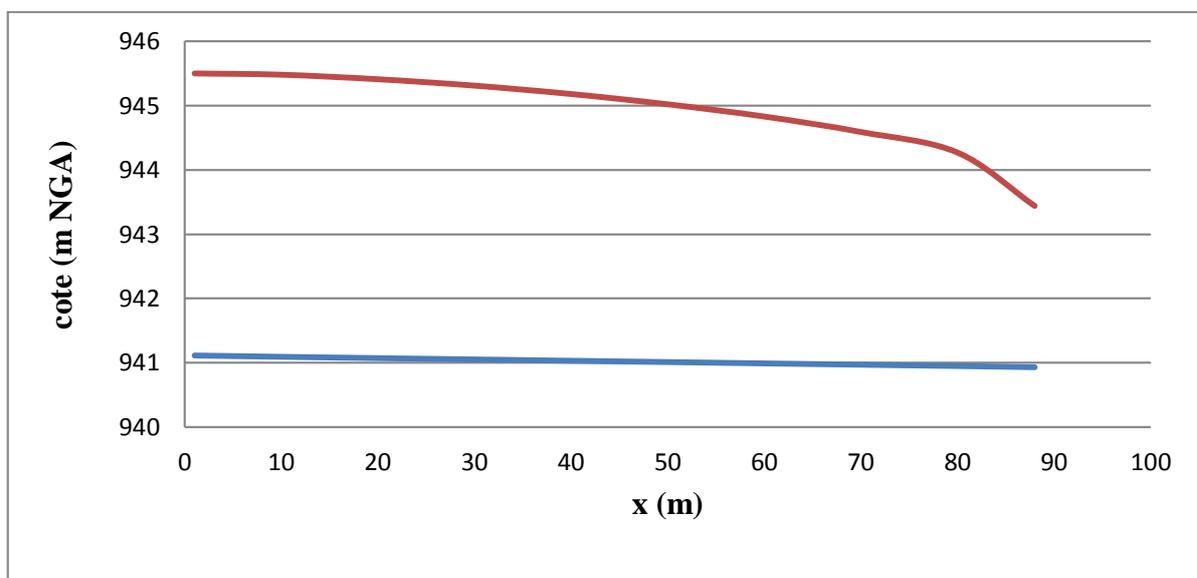
Pour un béton ordinaire, on prend la vitesse admissible d’écoulement $V= 6 \text{ m/s}$ et le coefficient de rugosité de Manning $n= 0,016 \text{ s/ m}^{1/3}$. Le coefficient de débit du seuil déversoir latéral est $m= 0,36$. La longueur déversante est $88,84 \text{ m}$, on prend 89 m . on admet aussi une pente de $0,2\%$.

section	X(m)	Q(m ³ /s)	Ve(m/s)	Bi(m)	h(m)	R(m)	I(%)	Imoy(%)	Δh(m)
10	25	353,33	6	30	1,96	1,74	0,29	0,30	0,03
9	23	317,6	6	28,5	1,86	1,64	0,31	0,33	0,03
8	21	277,9	6	27	1,72	1,52	0,35	0,37	0,04
7	19	238,2	6	25,5	1,56	1,39	0,39	0,43	0,04
6	17	198,5	6	24	1,38	1,24	0,46	0,39	0,04
5	15	158,8	5	22,5	1,41	1,25	0,31	0,30	0,03
4	13	119,1	4,5	21	1,26	1,13	0,29	0,37	0,04
3	10	79,4	4,5	19,5	0,90	0,83	0,44	0,43	0,04
2	8	39,7	3,5	18	0,63	0,59	0,42	2,18	0,20
1	1	3,97	3	15	0,09	0,09	3,93	/	/

Les résultats de calcul pour les autres sections sont obtenus dans le tableau récapitulatif suivant :

Tableau IV.17 Tableau récapitulatif des côtes de la ligne d'eau et d'auge

X (m)	Côte de l'auge (m)	Côte ligne d'eau (m)
1	941,108	943,07
8	941,088	942,95
10	941,068	942,78
13	941,048	942,60
15	941,028	942,41
17	941,008	942,42
19	940,988	942,25
21	940,968	941,87
23	940,948	941,58
25	940,930	941,02

**Figure IV.15** Profil en long du canal latéral (l'auge de réception).

✓ Détermination des hauteurs des murs bajoyers

Pour le déversoir est le canal latéral la hauteur des murs bajoyers doit être au même niveau que celle de la crête de la digue (943m).

IV.4.3 Chenal d'écoulement

Les conditions topographiques du site nécessitent de projeter un chenal d'écoulement qui suit directement l'auge de déversoir, ce dernier il est de forme prismatique de section rectangulaire de longueur de 40 m, une largeur de 30 m et une pente de 0.2%. Le régime d'écoulement doit être fluvial où la pente du fond est inférieure à la pente critique.

✓ Profondeur critique

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

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{Q_{\max, p\%}^2}{g * b^2}} \quad (\text{IV.30})$$

Alors : $h_c = 2.5\text{m}$.

✓ **Pente critique**

La pente critique est donnée par la formule suivante :

$$I_{cr} = \left(\frac{Q_{\max, p\%} * (b + 2h_c)^{3/2}}{K(b * h_c)^{5/3}} \right)^2 \quad (\text{IV.31})$$

$$I_{cr} = \left(\frac{353 * (30 + 2 * 2.5)^{2/3}}{62,5 * (30 * 2,5)^{5/3}} \right)^2 = 0.00204$$

✓ **Profondeur normal**

Pour un écoulement uniforme la hauteur normale est déduite par la formule de Chézy :

$$Q = \frac{1}{n} * S * R^{2/3} I_0^{1/2}$$

Par itération on trouve : $h_n = 2,20\text{m}$.

✓ **Nombre de Froude** : $F = \frac{V}{\sqrt{g * h}} = \frac{353 / (30 * 2,39)}{\sqrt{9,81 * 2,20}} = 1.02$

✓ **Détermination de la hauteur des murs bajoyers**

A l'aval la hauteur est déterminée par :

$$H_{baj} = Y_{av} + R$$

$$\text{Avec : } R = 0.06 + 0.05 * V_{av} * Y_{av}^{(1/3)}$$

$$Y_{av} = Y_{\text{critique}} = 2.2 \text{ m et } V_{av} = 4.2 \text{ m/s}$$

$$R = 0.06 + 0.05 * V_{av} * Y_{av}^{(1/3)} = 0.33 \text{ m.}$$

Donc $H_{baj} = 2,3 + 0.33 = 2.62 \text{ m.}$ **H_{baj} = 2.65 m.**

IV.4.4 Coursier

Le passage de chenal d'écoulement 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.

La pente du coursier est de 30%, avec une longueur de 90 m, la rugosité $n = 0,013$.

✓ **Largeur du coursier**

On garde la même largeur que le chenal d'écoulement : $B_c = 30 \text{ m}$.

✓ **Profondeur critique**

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

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{Q_{\max, p\%}^2}{g * b^2}}$$

Alors : $h_c = 2.2$ m.

✓ Pente critique

La pente critique est donnée par la formule suivante :

$$I_{cr} = \left(\frac{Q_{\max, p\%} * (b + 2h_c)^{2/3}}{K(b * h_c)^{5/3}} \right)^2$$

Avec : $K = 1/n = 1/0,013 = 76,92$

$$I_{cr} = \left(\frac{353 * (30 + 2 * 2.2)^{2/3}}{76,92 * (30 * 2,2)^{5/3}} \right)^2 = 0.0019$$

✓ Profondeur normal

Pour un écoulement uniforme la hauteur normale est déduite par la formule de Chézy :

$$Q = \frac{1}{n} * S * R^{2/3} I_0^{1/2}$$

Par itération on trouve : $h_n = 0.408$ m.

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

✓ Calcul de la ligne d'eau:

Les paramètres hydrauliques calculés à la fin du chenal d'écoulement sont considéré comme donnée pour le dimensionnement et le calcul de la ligne d'eau dans le coursier.

$B_c = 30$ m, $h_n = 0,408$ m, $h_c = 2,2$ m et $F = 1,02$ et l'écoulement est torrentiel

La rugosité : $n = 0,013$.

La longueur : $L = 90$ m.

• Méthode indirecte d'intégration numérique

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

$$dy/dx = (S_0 - S_f) / (1 - Fr^2)$$

Avec : S_0 : pente du fond.

S_f : pente de la ligne d'énergie.

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

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

On donne des valeurs arbitraires à y_i et on calcul la distance Δx correspondante aux profondeurs y_i ,

et on calcul la profondeur moyenne : $y_{moy} = \frac{y_i + y_{i+1}}{2}$.

Cette valeur permet de calculer la section mouillée moyenne et le rayon hydraulique moyen, on calcul Δx à chaque valeur de y_i , utilisant y_{moy} , et en l'ajoute à Δx cumulés jusqu'à cette étape si

la somme est supérieur à la longueur L, et on continue avec une valeur de $y_i' < y_i$ jusqu'à trouver la somme de Δx égal à la longueur L de coursier.

Dans notre cas toujours $y_i < y_0$ (courbe de remous type **S2**).

Les résultats de calcul sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau IV.18 Calcul de ligne d'eau dans le coursier (2ème variante).

Y (m)	S _{moy} (m ²)	P _{moy} (m)	R _{moy} (m)	Fr ²	1-Fr ²	$\frac{n^2 Q^2}{A^2 R^{4/3}}$	$i - \frac{n^2 Q^2}{A^2 R^{4/3}}$	Δx (m)	L (m)
2,2									
2,0	63	34,2	1,84	0,93	0,07	0,01	0,2984	-0,047	0
1,90	58,5	33,9	1,73	0,96	0,04	0,01	0,298	-0,163	0
1,85	56,25	33,75	1,67	0,98	0,02	0,01	0,2975	-0,315	0
1,80	55,5	33,7	1,65	0,99	0,01	0,01	0,2968	-0,517	1
1,75	52,5	33,5	1,57	1,01	-0,01	0,01	0,2959	-0,793	2
1,6	50,25	33,35	1,51	1,04	-0,04	0,01	0,2947	-1,180	3
1,45	45,75	33,05	1,38	1,09	-0,09	0,02	0,2928	-1,740	5
1,3	41,25	32,75	1,26	1,14	-0,14	0,02	0,2899	-2,585	7
1,15	36,75	32,45	1,13	1,21	-0,21	0,02	0,2854	-3,932	11
1	32,25	32,15	1,00	1,29	-0,29	0,02	0,2777	-6,238	17
0,85	27,75	31,85	0,87	1,39	-0,39	0,02	0,2637	-10,636	19
0,7	23,25	31,55	0,74	1,52	-0,52	0,03	0,2354	-20,708	22
0,625	19,875	31,325	0,63	1,65	-0,65	0,03	0,192	-41,107	25

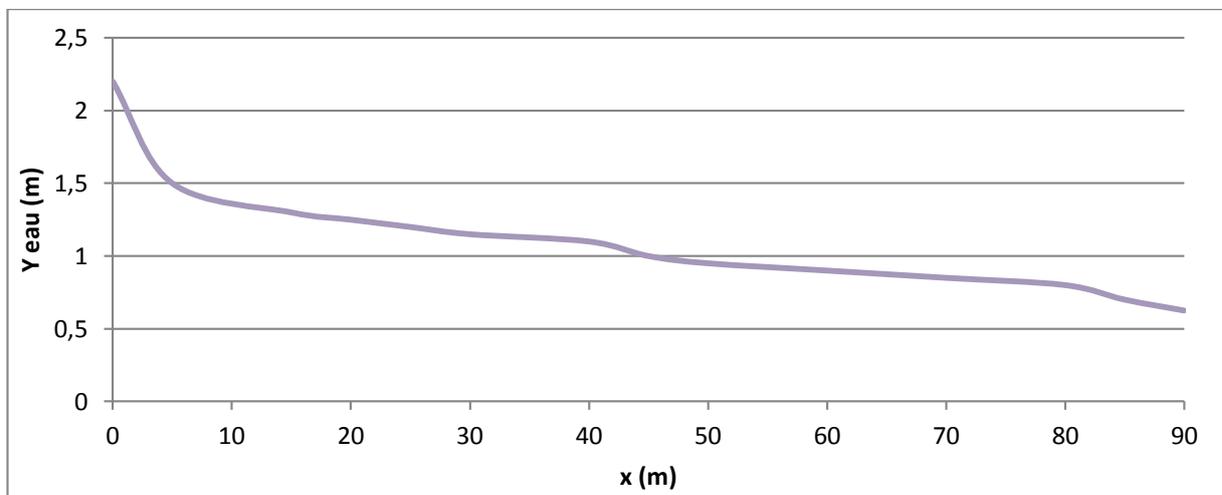


Figure IV.16 Graphique de la ligne d'eau dans le coursier (2eme variante).

✓ Détermination de la hauteur des murs bajoyers

Les hauteurs des murs bajoyers sont déterminées comme suit :

$$H_{baj} = H + R$$

Avec : R : Revanche (m).

$$R = 0.06 + 0.05 * V_{av} * Y_{av}^{(1/3)}$$

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

Le calcul des hauteurs des murs sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau IV.19 Hauteur des murs bajoyers dans le coursier (2ème variante).

L (m)	H (m)	V	R (m)	H _{baj}
0,00	2,20	5,35	0,41	2,61
10,00	1,20	9,81	0,58	1,78
20,00	0,96	12,26	0,66	1,62
30,00	0,83	14,18	0,73	1,56
40,00	0,76	15,48	0,77	1,53
50,00	0,69	17,05	0,81	1,50
60,00	0,68	17,30	0,82	1,50
70,00	0,66	17,83	0,84	1,50
80,00	0,64	18,39	0,85	1,49
90,00	0,63	18,83	0,86	1,49

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

✓ Aération de coursier

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

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

$$V_{cri} = 6.63 \cdot \sqrt{g \cdot R \cdot \cos \theta} \cdot \sqrt{1 + \frac{0.0011}{R^2}} \cdot \left(1 + \frac{8.71 \cdot n}{R^{1/6}} \right) \quad (\text{IV.32})$$

Avec : V_{cr} : La vitesse critique.

R : Rayon hydraulique.

n : Coefficient de rugosité. (n=0.013).

Le calcul de V_{cr} pour chaque section dans le coursier est représenté dans le tableau suivant :

Tableau IV.20 Vérification de phénomène d'aération dans le coursier (2ème variante)

Y (m)	Section	R (m)	V (m/s)	Vcr (m/s)	Vcr > V
2,20	66,00	1,92	25,89	17,98	non vérifié
2,00	60,00	1,76	23,53	17,26	non vérifié
1,85	55,50	1,65	21,77	16,69	non vérifié
1,80	54,00	1,61	21,18	16,50	non vérifié
1,70	51,00	1,53	20,00	16,09	non vérifié
1,75	52,50	1,57	20,59	16,30	non vérifié
1,60	48,00	1,45	18,83	15,68	non vérifié
1,45	43,50	1,32	17,06	15,01	non vérifié
1,30	39,00	1,20	15,30	14,30	non vérifié
1,15	34,50	1,07	13,53	13,54	vérifié
1,00	30,00	0,94	11,77	12,72	vérifié
0,85	25,50	0,80	10,00	11,81	vérifié
0,70	21,00	0,67	8,24	10,81	vérifié
0,63	18,75	0,60	7,35	10,26	vérifié

Donc la condition de l'écoulement non aéré est non vérifiée

La condition d'écoulement non aéré est non vérifiée pour les 9 premières sections donc problème des vagues roulantes.

Dans la première section pour que la condition soit vérifiée il faut que $V < V_{cr} = 25.89$ m/s.

Si on prend $V = 26$ m/s la rugosité sera:

Alors le coefficient de rugosité doit être supérieur à $n = 0.08$ pour éviter l'écoulement aéré et non apparition de phénomène des vagues roulantes

IV.4.5 Bassin de dissipation

L'écoulement d'eau dans le coursier jusqu'au niveau de pied du barrage attient souvent une vitesse très élevée, ce débit à haute vitesse peut endommager, par son importante quantité d'énergie cinétique le lit naturel de la rivière, la seule manière de contrôler l'écoulement à haute vitesse est de dissiper une partie de l'énergie mécanique et d'obtenir avec le bassin de dissipation un écoulement à vitesse convenable dans le lit de la rivière.

D'après les tests réalisés par l'USBR « The Bureau of Reclamation »: le bassin de dissipation le plus favorable dépend du type de ressaut.

Tableau IV.21 Choix du type de bassin de dissipation selon l'USBR.

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

$Y_1 = 0,63 \text{ m}$ (la fin du coursier)

a- Calcul de la vitesse à l'entrée du dissipateur V_1 (m) :

$$v_1 = q / Y_1 \tag{IV.33}$$

AN : $V_1 = 18.68 \text{ m/s}$

b- Calcul du nombre de Froude à l'entrée du dissipateur F_{R1} :

$$F_{R1} = \frac{v_1}{\sqrt{gY_1}} \tag{IV.34}$$

AN : $F_{R1} = 9.46$ d'après le tableau VI.20 donc on a un ressaut stable.

c- Choix du type de dissipateur :

Le type du bassin de dissipation est en fonction de nombre de Froude et de la vitesse d'écoulement à l'entrée du bassin. Selon la classification USBR il y a trois types :

- Si $(2,5 < F_{r1} < 4,5)$ le saut est oscillant ; on conçoit un dissipateur de type I.
- Si $(F_{r1} > 4.5)$ le saut est stable, alors :
 - Si $(V_1 < 15 \text{ m/s})$, on conçoit un dissipateur de type II.
 - Si $(V_1 > 15 \text{ m/s})$, on conçoit un dissipateur de type III.

Pour notre cas il faut concevoir un bassin de **type III** ($V_1=18,68 \text{ m/s}$; et ; $F_{r1} = 9,46$)

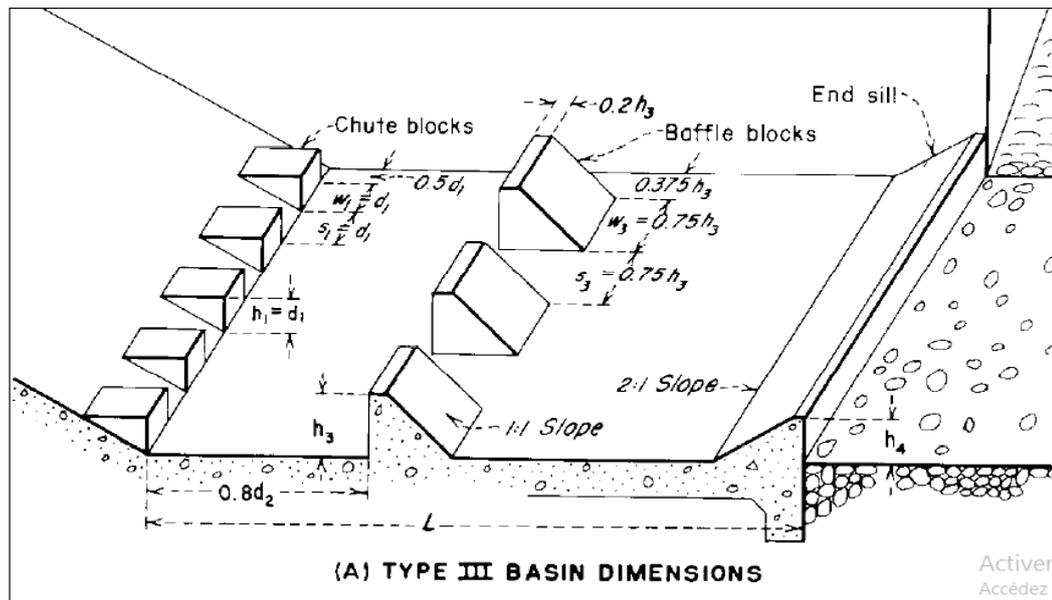


Figure IV.17 Schéma de bassin de dissipation USBR type III (Design of small dams, 1987)

d- Conception d'un dissipateur de Type III ($F_{r1} > 4.5$; $V_1 > 15 \text{ m/s}$)

La hauteur conjuguée de (Y_1) :

$$\frac{Y_2}{Y_1} = 0.5 \left(\sqrt{8F_{r1}^2 + 1} - 1 \right) \tag{IV.35}$$

$$= 12.89$$

AN : $Y_2 = 8.12 \text{ m}$

La longueur du bassin de dissipation (L_{III}) :

$$L_{III} = Y_2 (1.62 + 0.1788F_{r1} + 0.007F_{r1}^2) \quad (IV.36)$$

AN: $L_{III} = 25.8 \text{ m}$, on prend $L = 26 \text{ m}$.

➤ **Les dimensions des dents défectrices (ou bloc de chute)**

Tableau IV.22 Dimensions des dents défectrices

Grandeur	Formule	Valeur (m)
Hauteur h	Y_1	0,36
Epaisseur W	Y_1	0,63
Espace entre les dents S	Y_1	0,63

Le nombre de dents défectrices (n) :

$$n = \frac{b}{2Y_1}$$

AN : $n = 24$

➤ **Les dimensions des blocs de chicane**

$$h_3 = Y_1 (0.545 + 0.175F_{r1}) \quad (IV.37)$$

AN : $h_3 = 1,39 \text{ m}$.

Tableau IV.23 Dimensions des blocs de chicane

Grandeur	Formule	Valeur (m)
Hauteur	h_3	1,39
Epaisseur	$0,75 h_3$	1
Epaisseur supérieure	$0,2 h_3$	0,25
Longueur	$1,2 h_3$	1.66
Espace entre les blocs	$0,75 h_3$	1.05

Distance entre blocs de chute et blocs de chicanes : $d = 0,8.d_2$ avec :

$$d_2 = \frac{L_{III}}{1.071 + 0.358F_{r1} - 0.025F_{r1}^2 + 0.00055F_{r1}^3} \quad (IV.38)$$

AN : $d_2 = 9,68 \text{ m}$ $d = 7,474 \text{ m}$

➤ **Les dimensions du seuil terminal**

$$h_4 = Y_1 (0.956 + 0.063F_{r1}) \quad (IV.39)$$

AN : $h_4 = 1.55 \text{ m}$.

Epaisseur de la face supérieure du seuil = $0,04.h_4 = 0,06 \text{ m}$.

IV.4.6 Canal de fuite

Le canal de fuite fait suite directement au bassin de dissipation, il sert à conduire l'eau jusqu'au cours d'eau naturel.

Le canal de fuite projeté est de section rectangulaire de largeur $b=20$ m, fruits des talus $m=1$ et une pente de $i=0,1\%$.

✓ Profondeur critique

$$h_c = \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0.015 * \sigma_{cr}^2 \right) * K$$

$$K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g * b^2}} \quad (IV.40)$$

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

A.N : $K = 3,17$ m $\sigma_{cr} = 0,188$ Alors : $h_c = 2.97$ m.

✓ Pente critique

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{S_{cr}^2 * C_{cr}^2 * R_{cr}}$$

Avec :

S_{cr} : Surface mouillée. $S_{cr} = b * h_c = 59.5$ m².

R_{cr} : Rayon hydraulique : $R_{cr} = \frac{S}{P} = \frac{62}{20+2*2.97} = 2,29$ m.

C_{cr} : Coefficient de Chézy : $C_{cr} = \frac{1}{n} * R^{1/6} = \frac{1}{0,013} * 2.29^{1/6} = 88,33$

D'où : $I_{cr} = 0.3$ %.

✓ Profondeur normal

La profondeur normal est de : $h_n = 3,28$ m. (par itération).

✓ Vitesse dans le canal

= 4,85 m/s.

✓ Froude : $F = \frac{V}{\sqrt{g * h}} = \frac{4,85}{\sqrt{9,81 * 3,28}} = 0,85 < 1$ Donc le régime est **Fluviale**.

Conclusion :

Après cette étude nous arrivons à conclure que les deux variantes sont réalisables de côté technique et hydraulique, mais il y a une légère différence de côté économique. La variante de l'évacuateur de crues latéral à entonnement frontal présente un coût d'exécutions minimum (surtout moins d'excavations), et des techniques de réalisation plus simples.

Pour cela, on a l'opté dans notre choix.

Introduction

L'évacuateur de crue est soumis à différentes charges et sollicitations, dans le présent chapitre, nous allons calculer la stabilité et le ferrailage des éléments de l'évacuateur de crues afin qu'il résiste aux différentes charges exercées : la poussée des terres, la poussée hydrostatique de l'eau, le poids propre de la structure,...etc.

L'évacuateur de crues sera construit en béton armé. 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 fluidifiant, retardataire de prise et accélérateurs de prise, ou super plastifiant. Ces produits peuvent aussi améliorer la performance du béton destiné aux ouvrages hydrotechniques.

V.1 Etude de stabilité

Le calcul de la stabilité est une étape nécessaire pour connaître (proposer puis confirmer) les dimensions des éléments de l'évacuateur de crue afin qu'il soit résistant aux différents charges, et qu'il vérifie les conditions de stabilité au renversement, au glissement et au poinçonnement.

V.1.1 Stabilité de déversoir

Le calcul de stabilité de déversoir se fait dans le cas le plus défavorable (Hauteur déversante maximale $H_d=0.64$ m).

Poussée hydrostatique amont

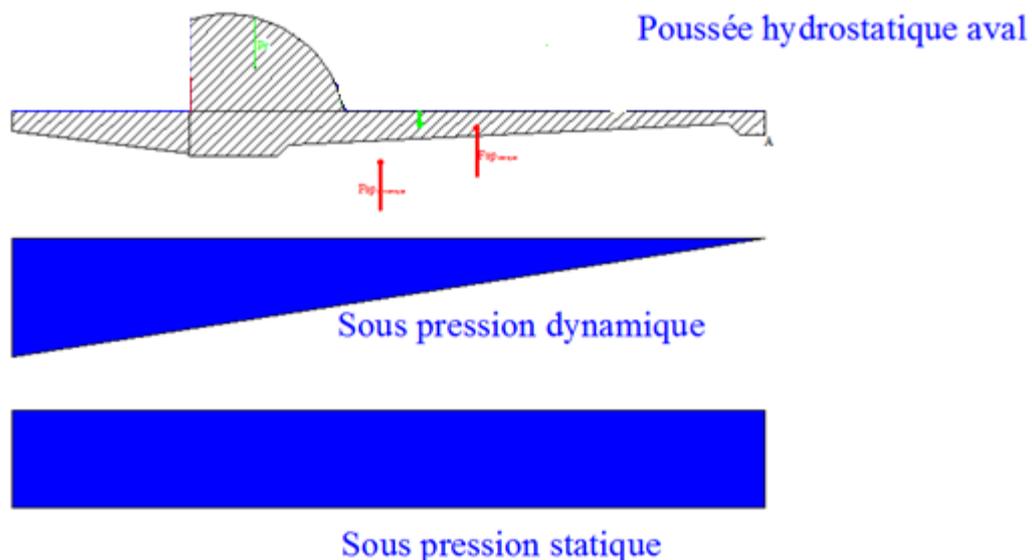


Figure V.01 Répartition des forces horizontales et verticales agissantes sur le déversoir.

V.1.1.1 Calcul des forces

Avant le calcul des forces on doit pré dimensionner le radier du déversoir et vérifiant l'étude des infiltrations par la méthode de Bligh.

✓ **Pré-dimensionnement de l'ouvrage**

$$H_1 = P + H_{dev} = 2 + 0.64 = 2.64 \text{ m} \quad (\text{V.01})$$

✚ **-Avant radier :**

- Longueur : $l_{ar} = (0 \div 2) * h_1$.
 - Epaisseurs: on à
 - $h_1 \leq 5m \rightarrow T_{ar1} = (0.4 \div 0.5)m$
 - $5 < h_1 \leq 10m \rightarrow T_{ar1} = (0.4 \div 0.6)m$
 - $h_1 \geq 10m \rightarrow T_{ar1} = 0.75m$
- Et : $T_{ar2} = 0.75 + 0.05H_1$.

A.N : $l_{ar} = 3.5 \text{ m}$

$T_{ar1} = 0.45 \text{ m}$ $T_{ar2} = 0.88 \text{ m}$

✚ **Radier :**

- Longueur : $L_r = (3 \div 5) * H_1$
- Epaisseurs :
 - $T_{r1} = (0.25 \div 0.30) * H_1$,
 - $T_{r2} = (0.13 \div 0.15) * H_1$,
 - $S_1 = (2 \div 7) \text{ m}$
 - $S_2 = T_{r2}$
 - $S_p = (0.02 \div 0.05) * L_r$

A.N: $L_r = 10 \text{ m}$.

$T_{r1} = 0.75 \text{ m}$; $T_{r2} = 0.37 \text{ m}$; $S_1 = 2 \text{ m}$; $S_2 = 0.37 \text{ m}$; $S_p = 0.20$

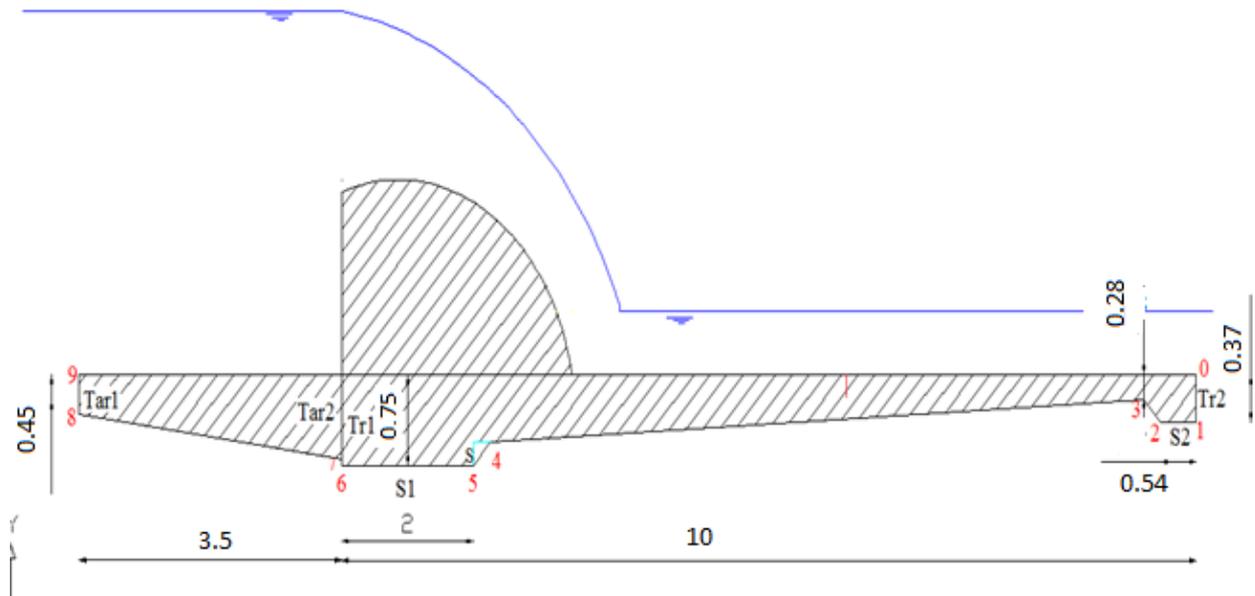


Figure V.02 Prédimensionnement du déversoir.

✓ **Méthode de contour linéaire : (Méthode de Bligh).**

%L'hypothèse de cette méthode : le sol est homogène. On suppose qu'elle est vérifiée. Dans cette méthode la répartition des sous pression est considérer linéaire. Et la condition à vérifier est que la longueur de contour déployé (LCD) est supérieure à la longueur de contour théorique de Bligh ($LC_{Théorique}$).

Avec :

$$LC_{théorique} = \Delta H * C \quad (V.02)$$

($C = 3$, Coefficient de proportionnalité en fonction de type de sol).

$$\Delta H = H_1 - H_2 = 2.25 - 0.51 = 1.8 \text{ m.}$$

$$LC_{théorique} = 1.8 * 3 = 5.4$$

$$LCD = 0.45 + 3.51 + 0.025 + 2 + 0.37 + 7.46 + 0.28 + 0.37 + 0.37 = 14.84 \text{ m.}$$

$LCD > LC_{Théorique}$. Alors la condition de Bligh est vérifiée.

Après avoir calculé les épaisseurs préalables dans chaque point de radier on doit les corrigée avec les épaisseurs de Bligh que on calcul comme suivante :

$$h_x = \frac{\Delta H}{L_{RCD}} * L_x \quad (V.03)$$

$$t_x = n * \left(\frac{\gamma_w}{\gamma_b - \gamma_w} \right) * h_x \tag{V.04}$$

Avec : - t_x : épaisseur de radier (de Bligh).

- γ_w : Poids spécifique de l'eau. ($\gamma_w = 1000 \text{Kgf/m}^3$).

- γ_b : Poids spécifique de béton. ($\gamma_b = 2400 \text{Kgf/m}^3$).

- n : coefficient de sécurité varie en fonction de classe de l'ouvrage ;(n=0.85/1.25)

On prend : n = 1.2

Tableau V.01 Calcul des sous pressions par la méthode de Bligh.

Point	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
$l_x(m)$	0	0,37	0.74	1,02	8.48	8.85	10.85	10.88	14.38	14.84
$h_x(m)$	0	0,10	0,20	0,27	2,11	2,17	2,54	2,56	3,30	3,38
$T_{BILIGH}(m)$	0	0,06	0,11	0,15	1,19	1,22	/	/	/	/
$T_{pré}(m)$	0	0,37	0,37	0,28	0,47	0.75	0.75	0.38	0,45	0
$T_d(m)$	0	0,4	0,4	0,3	0.6	1.2	1,4	1.45	0,5	0

a) Forces verticales

- **Sous pressions dynamiques** : qui agit sur toute la fondation (radier + avant radier):

$$F_{sp}^h = \gamma_w * S_{sp}^h * l \tag{V.05}$$

Avec : S_{sp}^h : Epure des sous pressions. ($S_{sp}^h = \frac{14.84 * 1.8}{2} = 15.60 \text{ m}^2$) ;

Et l : largeur de déversoir.

Alors : $F_{sp}^h = 15.60 \text{ t}$.

✓ Détermination des sous pression qui agit sur le radier :

Le diagramme des sous pression dynamiques est représenté par un triangle :

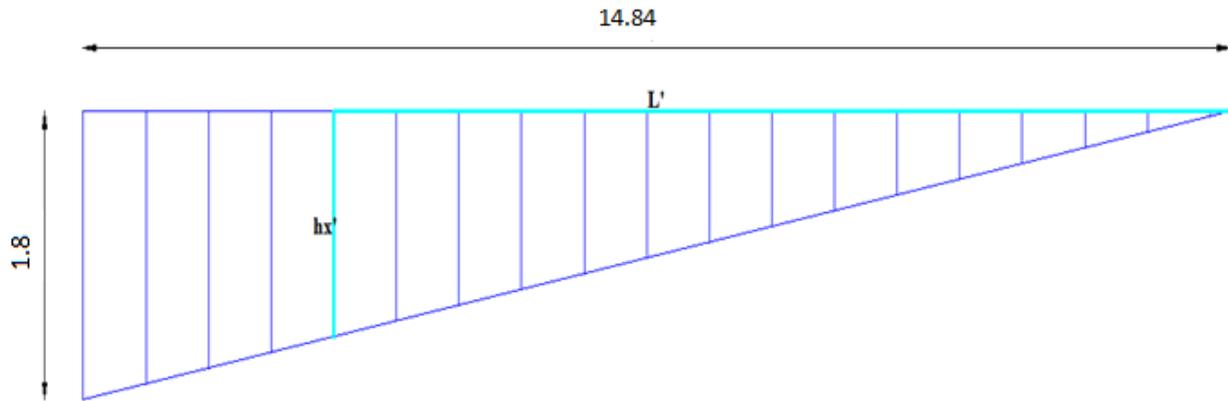


Figure V.03 Epure des sous pressions dynamiques

$$F_{spr} = S' * \gamma_w * l = 13,65 * 1 * 1 \text{ ml} = \mathbf{13.65 \text{ t}}$$

- **Sous pressions statiques**

$$F_{sp}^S = \gamma_w * S_{sp}^S * l \quad (\text{V.06})$$

Avec : S_{sp}^S : Epure des sous pressions statique. ($S_{sp}^S = L_{radier} * h_{aval} = 10 * 0,65 = 6.5 \text{ m}^2$).

Alors : $F_{sp}^S = 6.5 \text{ t}$.

- **Poids de rideau**

$$P_r = \gamma_d * S_d * l \quad (\text{V.07})$$

Avec : S_d : section transversale du déversoir = $6,22 \text{ m}^2$

$$P_r = 10,93 \text{ t}.$$

- **Poids de la semelle**

$$P_s = \gamma_d * S_s * l \quad (\text{V.08})$$

Avec : S_s : Surface de la semelle ; ($S_s = 6.35 \text{ m}^2$).

Alors : $P_s = 15.65 \text{ t}$.

- **Poids de l'eau amont**

$$P_w = \gamma_w * S_w * l \quad (\text{V.09})$$

Avec : S_w : Surface de l'eau en amont. ($S_w = 3.5 * 2,25 = 7.7 \text{ m}^2$) ;

$P_w = 7.7 \text{ t}$.

- Poids de l'eau aval :

$$P'_w = \gamma_w * S'_w * l \tag{V.10}$$

Avec : S'_w : Surface de l'eau en amont. ($S_w = 8 * 0,51 = 4,08m^2$) ;

P'_w : 4.08t.

b) Forces horizontales

- Poussée de l'eau amont :

$$F_w = 1/2 \gamma_w \cdot h_{amo}^2 \tag{V.11}$$

$$= 1/2 * 1000 * 2,25^2 = 2,53t.$$

- Poussée de l'eau aval :

$$F'_w = 1/2 \gamma_w \cdot h_{ava}^2 \tag{V.12}$$

$$= 1/2 * 1000 * 0,51^2 = 0,13 t.$$

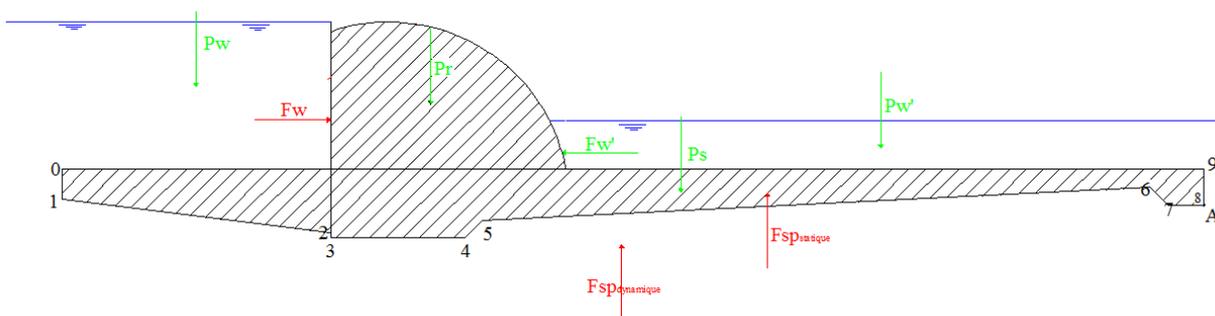


Figure V.04 Les forces agissantes sur le déversoir et la semelle

V.1.1.2 Stabilité au renversement

Le principe de la stabilité au renversement est de vérifier que sous l'effet des différentes charges horizontales et verticales sur l'ouvrage ne pivote pas autour l'axe A, pour que la stabilité soit vérifiée :

$$\frac{Ms}{Md} > 1,5$$

Avec : Ms : somme des moments des forces stabilisatrices.

Md : somme des moments des forces déstabilisatrices.

$$Ms = P_w * 11,75 + P_r * 9,51 + P_s * 5,78 + P'_w * 3,68 + F'_w * 0,78$$

$$= 7,7 * 11,75 + 10,93 * 9,51 + 15,65 * 5,78 + 4,08 * 3,68 + 0,13 * 0,78 = \mathbf{300 \text{ t.m}}$$

$$Md = F_w * 0,88 + F_{sp}^s * 6,5 + F_{sp}^d * 8,67$$

$$= 2,53*0,88 + 6,5*5,2 + 15,6*7,67 = \mathbf{155,68 \text{ t.m}}$$

$$\frac{M_s}{M_d} = \frac{300}{155,68} = 1,93 > 1,5$$

Donc : la stabilité au renversement est vérifiée.

V1.1.3 Stabilité au glissement

Pour que l'ouvrage soit stable au glissement :

$$\frac{\tan \theta * \sum Fv + C * S}{\sum Fh} \geq 1,2 \quad (\text{V.13})$$

C : Cohesion (C=0.26bar =26 KN/m²)

θ : angle de frottement ($\theta = 11^\circ$)

S : la largeur du radier * 1 m unitaire de longueur = 3,5 m².

$$\sum Fh = F_w - F'_w = 2,53 - 0,13 = 2,43t = 24,3 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} \sum Fv &= -F_{sp}^h - F_{sp}^s + P_r + P_s + P'_w = -15,60 - 6,5 + 14,93 + 15,65 + 4,08 = 56,76 \text{ t} \\ &= 567,6 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\frac{\tan \theta * \sum Fv + C * S}{\sum Fh} = \frac{\tan 11 * (567,6) + 26 * 8}{24,3} = 9,95 > 1,2$$

Alors la stabilité au glissement est vérifiée.

V.1.1.4 Stabilité au poinçonnement

On dit que le déversoir est stable au poinçonnement si la contrainte transmise par le radier de l'ouvrage est inférieure à la contrainte de sol. ($\sigma_{sol} = 150\text{bar}$).

✓ La capacité portante du sol :

$$\sigma_{portante} = 0,5 * b * \gamma * N_\gamma + C * N_C + \gamma * D * N_q \quad (\text{V.14})$$

Avec : b= la largeur du radier = 10 m, γ : poids volumique du sol = 1,7

C= la cohésion=26 KN/m² D : l'ancrage = tar1=1,03 m.

N_γ, N_C, N_q : Facteurs de portance de TERZAGUI dépendent de l'angle de frottement,

Pour $\theta = 11^\circ$: $N_\gamma = 8,85$, $N_C = 15,1$, $N_q = 10,4$

A.N : $\sigma_{portante} = \mathbf{121 \text{ bar}}$

✓ Contraintes maximales et minimales de radier :

$$\begin{aligned}\sigma_1 &= \frac{N}{100\beta} + \frac{6.M_G}{100\beta^2} \\ \sigma_2 &= \frac{N}{100\beta} - \frac{6.M_G}{100\beta^2}\end{aligned}\tag{V.15}$$

Avec : $N = \sum F_v$: Somme des forces verticales.

M_G : Somme des moments par rapport au centre de gravité du radier.

β : Largeur de radier de déversoir en cm.

N = 56.7t

Et $M_G = -15.60*0.7283 + 6.5*0.8652 + 10.93*2.7254 + 15.8*5.9183 - 4.08*2.97 - 8.41*1.2161 + 0.13*0.5851 = 120.73 \text{ t.m}$

$\sigma_1 = 2.09 \text{ bar}$ et $\sigma_2 = -1.53 \text{ bar}$

$\sigma_{\max} = 2.09 \text{ bar} < \sigma_{\text{portante}} = 121 \text{ bar}$

$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3*2.09 - 0.309}{4} = 2.37 \text{ bar} < \sigma_{\text{sol}}$

Donc La stabilité au poinçonnement est vérifiée.

N.B : Puisque la stabilité du déversoir est vérifiée vis-à-vis du renversement, le poinçonnement et le glissement, on maintient les dimensions choisis.

V.1.2 Stabilité des murs bajoyers

Pré dimensionnement :

H=2,61m.

$B_1(\text{semelle arrière}) = H/3 \approx 1\text{m}$.

$B_2(\text{semelle avant}) = B_{\text{coursier}}/2$ On prend $B_2 = 17.5\text{m}$.

Les épaisseurs des murs :

$e_1 = H/10 \approx 30 \text{ cm}$

$e_2 = 15 \text{ à } 30 \text{ cm}$, on prend : $e_2 = 20 \text{ cm}$

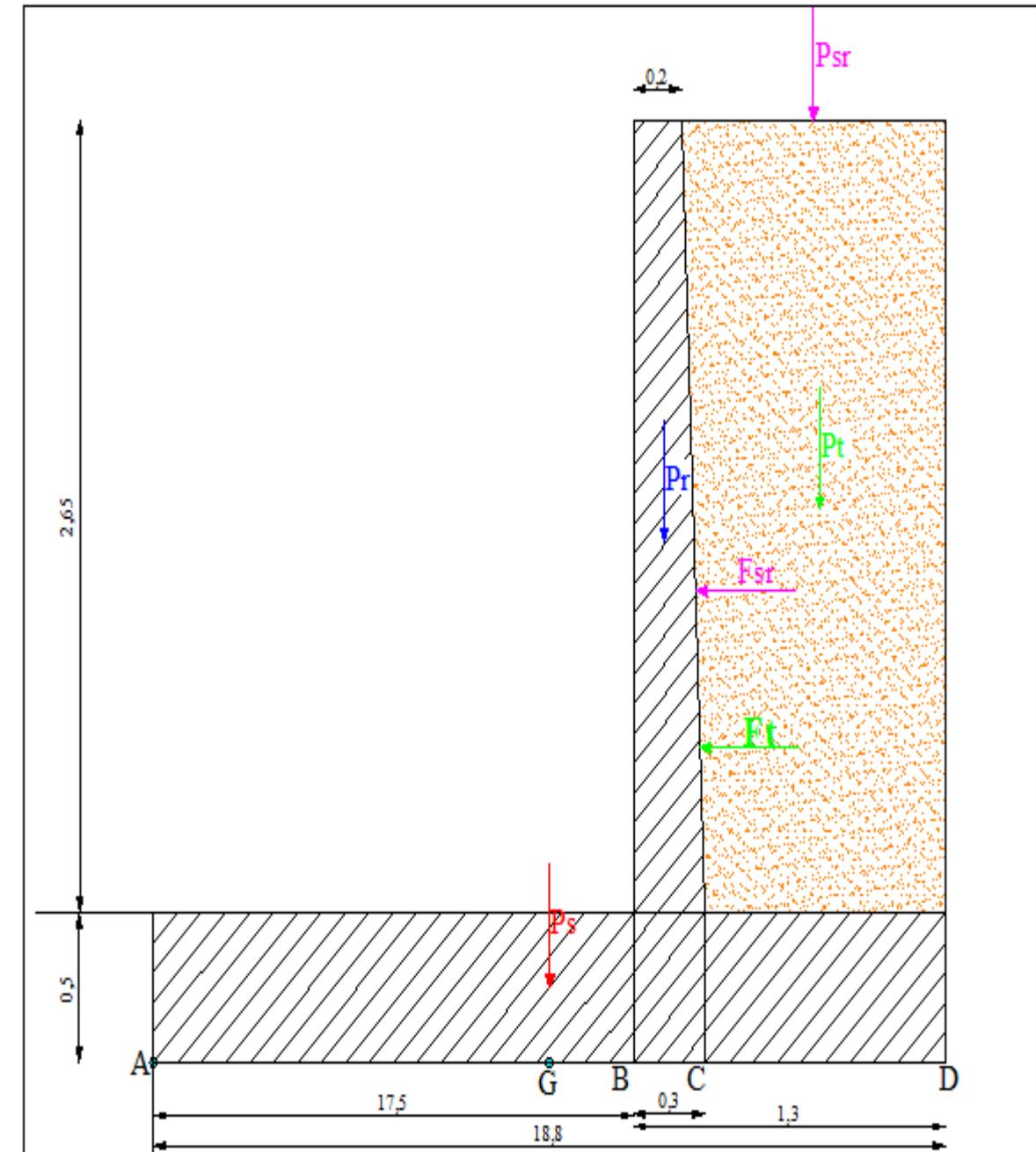


Figure V.05 Les forces agissantes sur le mur des bojoyers.

V.1.2.1 Calcul des forces :

a) Forces verticales

○ Poids du rideau : $P_r = \gamma_b \cdot V_r$ (V.16)

avec : V_r : Volume du rideau pour 1 m, γ_b : Poids volumique du béton $\gamma_b = 2,4 \text{ t/m}^3$

$$V_r = 0,25 \cdot 2,65 \cdot 1 = 0,6625 \text{ m}^3.$$

$$P_r = 0,6625 \cdot 2,4 = 1,59 \text{ t.}$$

○ Poids de la semelle : $P_s = \gamma_b \cdot V_s$ (V.17)

avec : V_s : volume de la semelle pour 1 m

$$V_s = 18,80 \cdot 0,5 \cdot 1 = 9,40 \text{ m}^3.$$

$$P_s = 9,40 \cdot 2,4 = 22,56 \text{ t.}$$

○ Poids des terres sur la semelle: $P_t = \gamma_s \cdot V_t$ (V.18)
 $V_t = 1,05 \cdot 2,65 \cdot 1 = 2,7825 \text{ m}^3$. γ_s : Poids volumique du sol $\gamma_s = 1,7 \text{ t/m}^3$
 $P_t = 2,7825 \cdot 1,7 = 4,75 \text{ t}$.

○ Poids des surcharges : $P_{sr} = S_r \cdot l_s$; (V.19)
 avec : S_r : surcharge ; $S_r = 1 \text{ t/m}^2$
 $P_{sr} = 1 \cdot 1,1 \cdot 1 = 1,1 \text{ t}$.

b) Forces horizontales

○ Poussée des terres : $F_t = A_p \cdot \gamma_t \cdot H^2 / 2$ (V.20)
 Avec : $A_p = \tan^2(\pi/4 - \phi/2)$; $\phi = 11^\circ \Rightarrow A_p = 0,68$
 H : hauteur des terres = $2,65 + 0,5$
 $F_t = 4,21 \text{ t}$.

○ Poussée des surcharges: $F_{sr} = A_p \cdot S_r \cdot H$ (V.21)
 Avec : $S_r = 1,1 \text{ t/m}^2$
 $F_{sr} = 1,8 \text{ t}$.

Nous allons faire le calcul pour le cas e plus défavorable, c'est à dire canal vide.

V.1.2.2 Stabilité au renversement

Pour que le mur soit stable au renversement, il faut que la condition suivante soit Vérifiée :

$$\mathbf{Ms/Md > 1,5}$$

Les 2 moments sont calculés par rapport au point A.

Les moments stabilisateurs :

$$M_s = P_r \cdot A + P_s \cdot B + P_{sr} \cdot C + P_t \cdot D$$

$$= 1,59 \cdot 2,1267 + 22,56 \cdot 1,65 + 1,1 \cdot 2,75 + 4,45 \cdot 2,7746$$

$$\mathbf{M_s = 55,98 \text{ t.m}}$$

Les moments déstabilisateurs :

$$M_d = F_t \cdot E + F_{sr} \cdot F$$

$$M_d = 2,65 \cdot 1,05 + 1,28 \cdot 1,575$$

$$\mathbf{M_d = 4,80 \text{ t.m}}$$

$M_s \gg M_d$ Donc la stabilité au renversement est vérifiée.

V.1.2.3 Stabilité au glissement

Pour que l'ouvrage soit stable au glissement :

$$\frac{\tan \theta \cdot \sum F_v + C \cdot S}{\sum F_h} \geq 1,2$$

C : Cohésion (C=26 KN/m²)

θ : angle de frottement (θ= 11°)

S : la largeur de la semelle * 1 m unitaire de longueur = 3,3 m².

$$\sum Fv = P_r + P_s + P_{sr} + P_t = 1,59 + 22,56 + 1,1 + 4,45 = 29,7 t = 297 KN$$

$$\sum Fh = F_t + F_{sr} = 2,65 + 1,28 = 3,93t = 39.3KN$$

$$\frac{\tan \theta * \sum Fv + C * S}{\sum Fh} = \frac{\tan 11 * (297) + 26 * 3,3}{39.3} = 3.65 \gg 1,2$$

Alors la stabilité au glissement est vérifiée.

V.1.2.4 Stabilité au poinçonnement

$$\sigma_1 = \frac{N}{100\beta} + \frac{6.M_G}{100\beta^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{100\beta} - \frac{6.M_G}{100\beta^2}$$

β=3,3 m,

N = 297 t

M_G = 1,5*0,4767 + 4,45*1,1246 + 1,1*1,1 - 1,28*1,5750 - 2,65*1,05 = 2,64t.m.

σ₁=1.045 bar et σ₂ = 0.754 bar σ << 150 bar.

Alors la stabilité du mur bajoyer au poinçonnement est vérifiée.

N.B : Puisque la stabilité du mur de bajoyers est vérifiée vis-à-vis le renversement, le poinçonnement et le glissement, on maintient les dimensions choisis.

V.2 Calcul de ferrailage

V.2.1 Ferrailage de rideau de coursier

Le rideau est calculé comme une console encastrée dans la semelle (ou comme un mur de soutènement), sur lequel s'exercent deux poussées, celles des terres et celles des surcharges.

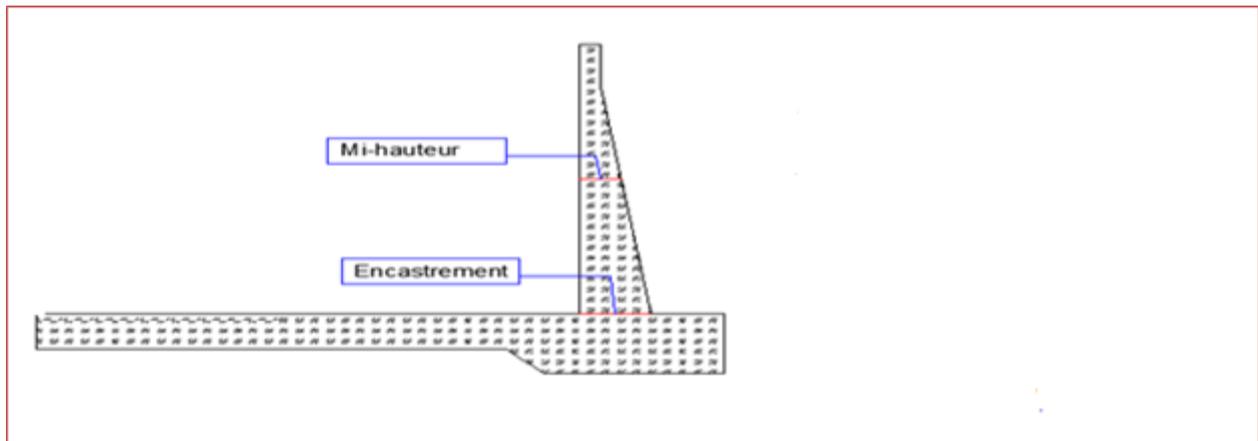


Figure V.06 Calcul de ferrailage du coursier.

A. Calcul des moments

Le calcul des aciers de rideau se fait à l'encastrement et à demi hauteur :

✚ A l'encastrement :

Poussée des terres : $M_t = 1,35 * F_t * (H/3) = 1,35 * 2,65 * (2,65/3) = 3,16 \text{ t.m.}$

Poussée des surcharges : $M_{sr} = 1,5 * F_{sr} * (H/2) = 1,5 * 1,15 * (2,65/2) = 2,29 \text{ t.m.}$

(1,35 : Coefficient de pondération pour les charges permanentes).

(1,5 : Coefficient de pondération pour les charges supplémentaires).

$M_e = M_t + M_{sr} = 5,45 \text{ t.m}$

B. Calcul des aciers

Selon le diagramme dans l'annexe IV, on commence par le calcul du moment réduit :

$$\mu = \frac{M_e}{\sigma_{bc} * b * d^2} \quad (V.22)$$

Avec : σ_{bc} : Contrainte admissible de compression du béton.

($\sigma_{bc} = 0,85f_{c28}/\gamma_b$ avec $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$ et $\gamma_b = 1,5$ dans le cas courant, ce qui donne

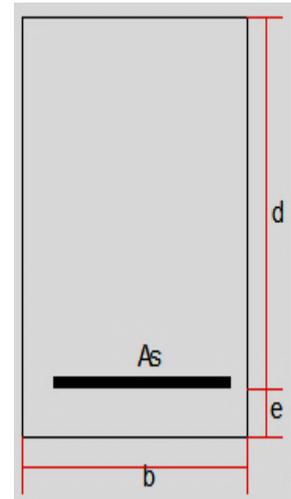
$\sigma_{bc} = 142 \text{ bar}$).

M_e : Le moment total à l'encastrement.

b : largeur de la section ; $b = 100 \text{ cm}$.

e : l'enrobage ; $e = 3 \text{ cm}$.

d : hauteur de la section ; $d = h - e = 30 - 3 = 27 \text{ cm}$. ($h = 25 \text{ m}$ à mi-haute



Calcul à l'encastrement :

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_{bc} * b * d^2}$$

$$= \frac{5,45 * 10^5}{142 * 100 * 27^2} = 0,053$$

✚ Vérification de l'existence des aciers comprimés :

$$\mu_l = 0.8\alpha_l - 0.32\alpha_l^2 \quad (\text{V.23})$$

Avec :

$$\alpha_l = \frac{3.5}{1000.\varepsilon_l + 3.5} = 0.68 \quad (\text{V.24})$$

$$\varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s * E_s} = 0.0017 \quad (\text{V.25})$$

$E_s = 2.10^6$ bar (élasticité du béton),

On choisit des aciers de nuance **FeE 400**, donc : $f_e = 4000$ bar,

γ_s : Coefficient de sécurité pour les aciers = 1,15.

Alors : $\mu_l = 0,8 * 0,668 - 0,32 * 0,668^2 = 0.392$

On a : $\mu < \mu_l$  On n'a pas d'acier comprimé.

$\mu < 0,186$ on est dans le pivot A (voir annexe IV diagramme de ferrailage)

✚ Section d'aciers :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta * d * \sigma_s} \quad (\text{V.26})$$

Avec :

- $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{4000}{1,15} = 3478.26$ bar. (contrainte maximale de l'allongement de l'acier)

- $\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 * \mu}}{0,8} = 0,068 < 0,259$ on est dans le pivot A

- $\beta = 1 - 0,4 * \alpha = 0,973$

- $d = 27$ cm.

$$A_s = \frac{5,45 * 10^5}{0,973 * 27 * 3478,26} = 5,96 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA 2003 : Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux est de 0,5% de la section du béton en toute section.

$$A_{s_{\min}} = 0,5\% (1,0 * 0,3) = 15 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max (A_s \text{ calculé}, A_{s_{\min}}) = 15 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{barre}} ; \Phi 16 = \frac{\pi \cdot D^2}{4} = 2 \text{ cm}^2$$

$$N_{\text{barre}} = \frac{A_s}{A_{\text{barre}}} = 7.5 \text{ barres}$$

On choisit 8 barres de diamètre de 16 mm, espacement=13 cm.

V.2.2 Ferrailage de la semelle de coursier

La semelle est soumise aux charges dues au poids des terres, poids de radier, sa propre poids, et les réactions de sol.

Nous considérons les deux parties AB et CD des consoles encastrent respectivement aux points P et N,

- **Contrainte de la semelle**

$$\begin{aligned} \sigma_s &= \frac{1,35 \cdot P_s}{100 \cdot B} \\ &= \frac{1,35 \cdot 22,56 \cdot 10^3}{100 \cdot 330} = 0,923 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned} \quad (\text{V.27})$$

B : la longueur de la base de la semelle en cm.

- **Contrainte de rideau, des terres et des surcharges**

$$\begin{aligned} \sigma_{r,t,se} &= \frac{1,35 \cdot (P_t + P_r) + 1,5 \cdot P_{sr}}{100 \cdot B_1} \\ &= \frac{(1,35 \cdot (4,45 + 1,59) + 1,5 \cdot 1,1) \cdot 10^3}{100 \cdot 130} = 0,754 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned} \quad (\text{V.28})$$

- **Contraintes de sol**

$$\sigma_{1,2} = \frac{1,35 \cdot (P_t + P_r + P_s) + 1,5 \cdot P_{se}}{100 \cdot B} \pm \frac{6 \cdot M_G}{100 \cdot B^2} \quad (\text{V.29})$$

Avec : MG : moment /G des forces verticales + moment /G des forces horizontales (avec l'application de coefficient de pondération) ; G : centre de la partie inférieure de la semelle.

Donc :

$$\begin{aligned} MG &= 1,35 (P_r \cdot 0,4767 + P_t \cdot 1,1246 - F_t \cdot 1,05) + 1,5 (P_{sr} \cdot 1,1 - F_{sr} \cdot 1,5750) \\ &= 1,35 (1,59 \cdot 0,4767 + 4,45 \cdot 1,1246 - 2,65 \cdot 1,05) + 1,5 (1,1 \cdot 1,1 - 1,15 \cdot 1,5750) \end{aligned}$$

$$MG = 3,12 \text{ t.m}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{(1,35 \cdot (1,59 + 4,45 + 3,96) + 1,5 \cdot 1,1) \cdot 10^3}{100 \cdot 330} \pm \frac{6 \cdot 3,12 \cdot 10^5}{100 \cdot 330^2}$$

$$\sigma_{1,2} = 0,459 \pm 0,172$$

Alors : $\sigma_1 = 0.631 \text{ kg/cm}^2$; $\sigma_2 = 0.287 \text{ kg/cm}^2$.

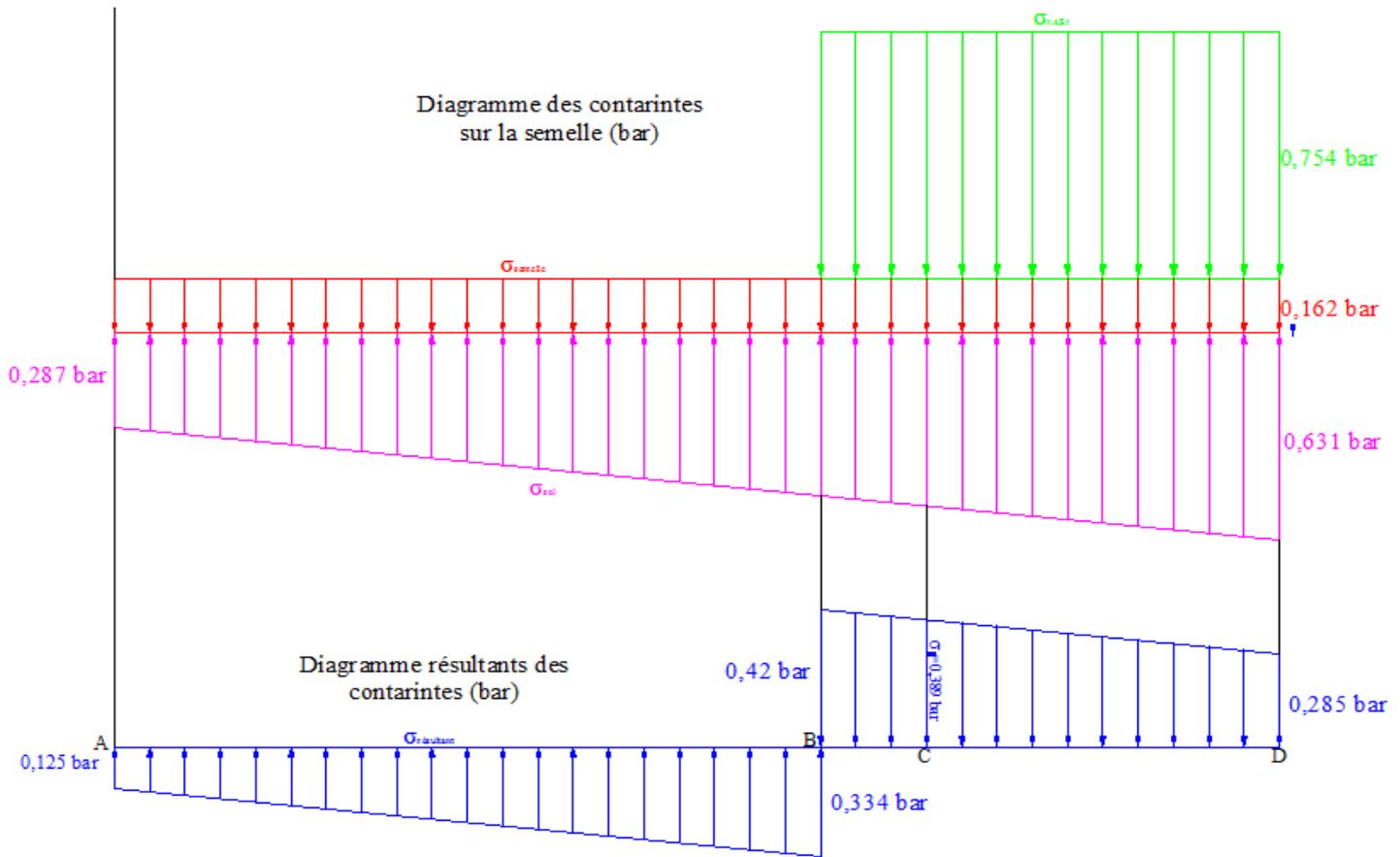


Figure V.07 Diagramme des contraintes de la semelle du mur de bajoyer.

- au point A : $\sigma_A = -0,125 \text{ kg/cm}^2$
- au point B : $\sigma_B = -0,334 \text{ kg/cm}^2$ (le signe - signifie la direction vers le haut)
- au point C : $\sigma_C = 0,389 \text{ kg/cm}^2$
- au point D : $\sigma_D = 0,285 \text{ kg/cm}^2$

• **Partie AB**

Le consol AB ferrailé avec le moment M_B en flexion simple.

Moment à l'encastrement :

$$M_B = S_\sigma * x_{G1} * 1 \text{ ml} = 4,590 * 0,8482 * 1 = 3,89 \text{ t.m}$$

$$S_\sigma : \text{Aire du diagramme résultant} = 4,590 \text{ t/m}^2$$

Section à l'encastrement : - $b = 100 \text{ cm}$.

- $e = 3 \text{ cm}$,

- $d = h - e = 50 - 3 = 47 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_{bc} * b * d^2} = \frac{3,89 * 10^5}{142 * 100 * 47^2} = 0,0124$$

$\mu < \mu_1 \longrightarrow$ pas d'acier comprimés, on est dans le pivot A.

$$A_s = \frac{M_t}{\beta * d * \sigma_s}$$

$$- \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{4000}{1,15} = 3478,26 \text{ bar. (contrainte maximale de l'allongement de l'acier)}$$

$$- \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 * \mu}}{0,8} = 0,016 < 0,259 \text{ on est dans le pivot A}$$

$$- \beta = 1 - 0,4 * \alpha = 0,9936$$

$$- d = 47 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{3,89 * 10^5}{0,9936 * 47 * 3478,26} = 2,39 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA 2003 : Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux est de 0,5% de la section du béton en toute section.

$$A_{s_{\min}} = 0,5\% (1,0 * 0,5) = 25 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max (A_s \text{ calculé}, A_{s_{\min}}) = 25 \text{ cm}^2$$

On choisit 8 barres de diamètre de 20 mm, espacement = 13 cm.

• Partie CD :

Le consol CD ferrailé avec le moment M_C en flexion simple.

Moment à l'encastrement :

$$M_C = S_\sigma * x_{G2} * 1 \text{ ml} = 3,37 * 0,4743 * 1 = 1,6 \text{ t.m}$$

$$S_\sigma : \text{Aire du diagramme résultant} = 3,37 \text{ t/m}^2$$

Section à l'encastrement : - $b = 100 \text{ cm.}$

$$- e = 3 \text{ cm,}$$

$$- d = h - e = 50 - 3 = 47 \text{ cm.}$$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_{bc} * b * d^2} = \frac{1,6 * 10^5}{142 * 100 * 47^2} = 0,0051$$

$\mu < \mu_1 \longrightarrow$ pas d'acier comprimés,

$$A_s = \frac{M_t}{\beta * d * \sigma_s}$$

$$- \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{4000}{1,15} = 3478,26 \text{ bar. (contrainte maximale de l'allongement de l'acier)}$$

- $\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 * \mu}}{0,8} = 0,006 < 0,259$ on est dans le pivot A
- $\beta = 1 - 0,4 * \alpha = 0,997$
- $d = 47$ cm.

$$A_s = \frac{1,6 * 10^5}{0,997 * 47 * 3478,26} = 0,98 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA 2003 : Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux est de 0,5% de la section du béton en toute section.

$$A_{s_{\min}} = 0,5\% (1,0 * 0,5) = 25 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max (A_s \text{ calculé}, A_{s_{\min}}) = 25 \text{ cm}^2$$

On choisit 8 barres de diamètre de 20 mm, espacement = 13 cm.

V.2.3 Ferrailage du radier de déversoir

✓ Calcul des forces

a) Forces verticales

- Poids de la semelle:
$$P_s = \gamma_d * S_s * l \quad (\text{V.30})$$

$$= 2,4 * 6.25 * 1 = \mathbf{15t.}$$

- Poids de rideau:
$$P_r = \gamma_d * S_d * l \quad (\text{V.31})$$

$$= 2,4 * 5.80 * 1 = \mathbf{13.92t.}$$

- Poids de l'eau aval:
$$P'_w = \gamma_w * S'_w * l \quad (\text{V.32})$$

$$= 1 * 6.9 * 1 = \mathbf{6,90 t.}$$

b) Forces horizontales

- Poussée de l'eau amont :

$$F_w = 1/2 \gamma_w \cdot h_{\text{amo}}^2 = 1/2 * 1000 * 2,25^2 = \mathbf{2,42 t.}$$

- Poussée de l'eau aval :

$$F'_w = 1/2 \gamma_w \cdot h_{\text{ava}}^2 = 1/2 * 1000 * 0,51^2 = \mathbf{0,13 t.}$$

✓ Calcul des contraintes :

✓ Contrainte du rideau, la semelle et de l'eau aval :

$$\sigma_s = \frac{1,35 * (P_s + P_r + P'_w)}{100 * B} = \frac{1,35 * (15 + 13.92 + 6,9) * 10^3}{100 * 1000} = 0,382 \text{ Kg/cm}^2$$

B : la longueur de la base de la semelle en cm.

✓ **Contraintes de sol :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{1,35 * N}{100 * B} \pm \frac{6 * M_G}{100 * B^2}$$

Avec : M_G : moment /G' des forces verticales + moment /G' des forces horizontales
(Avec l'application de coefficient de pondération) ; G' : centre de gravité de la semelle.
Donc :

$$N = 13,38 \text{ t.}$$

$$\text{Et } M_G = 1,35 * (-11,07*0,7283 + 6,5*0,880 + 10,93*2,7254 - 4,08*1,9719 - 8,41*1,025 + 0,26*0,6658) = 10,51 \text{ t.m.}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{1,35 * 13,38 * 10^3}{100 * 1000} \pm \frac{6 * 10,51 * 10^5}{100 * 1000^2}$$

$$\sigma_{1,2} = 0,136 \pm 0,052$$

Alors : $\sigma_1 = 0.246 \text{ Kg/cm}^2$; $\sigma_2 = 0.1206 \text{ Kg/cm}^2$.

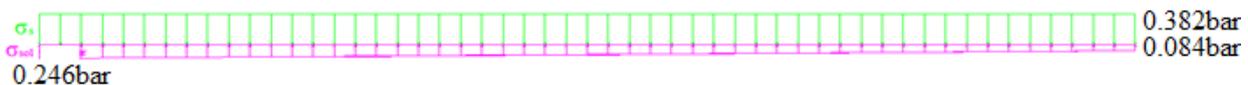
c) **Contraintes résultantes :**

Figure V.08 Diagramme des contraintes de la semelle du déversoir.

$$\sigma_a = 0,382 - 0,1206 = 0,261 \text{ bar}$$

$$\sigma_b = 0,382 - 0,246 = 0,136 \text{ bar}$$

L'aire du diagramme résultant : $S = 18,87 \text{ t.}$

Le centre de gravité : $X_G = 3,95 \text{ m.}$

Le moment fléchissant est donc : $M = 98,39 \text{ t.m}$

Remarque : la résultante des contraintes est négative, cela signifie que le moment fléchissant va travailler dans le sens inverse, c.-à-d. vers le haut, donc les armatures tendues seront placées dans la partie supérieure du radier.

✓ **Calcul des aciers :**

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_{bc} * b * d^2} = \frac{98,39 * 10^5}{142 * 100 * 47^2} = 0,214$$

$\mu < \mu_1 \longrightarrow$ On n'a pas d'acier comprimés,

$$A_s = \frac{M_t}{\beta * d * \sigma_s}$$

$$- \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{4000}{1,15} = 3478,26 \text{ bar. (contrainte maximale de l'allongement de l'acier)}$$

$$- \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 * \mu}}{0,8} = 0,044 < 0,259 \text{ on est dans le pivot A}$$

$$- \beta = 1 - 0,4 * \alpha = 0,982$$

$$- d = 47 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{98,39 * 10^5}{0,982 * 47 * 3478,26} = 64,20 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA 2003 : Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux est de 0,5% de la section du béton en toute section.

$$A_{s_{\min}} = 0,5\% (1,0 * 0,5) = 25 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max (A_s \text{ calculé}, A_{s_{\min}}) = 64,4 \text{ cm}^2$$

On choisit 7 barres de diamètre de 32 mm, espacement = 15 cm.

Conclusion

Le calcul de stabilité et de ferrailage de déversoir et le coursier a été considérée pour les cas les plus défavorables, et après ces calculs on a arrivé à la conclusion que ces derniers sont stables aux différentes charges, et on a établi des plans de ferrailage pour les différentes sections.

INTRODUCTION

Pendant l'élaboration du projet formée par un barrage, on doit prévoir l'implantation des ouvrages annexes convenants à cet ouvrage en tenant compte du type de barrage, sa fondation, les rives de la vallée, la topographie du site et autres. Les ouvrages annexes prévus pour le barrage sont :

- L'ouvrage de prise d'eau.
- L'ouvrage de vidange de fond.

Chaque catégorie de ces ouvrages comporte différentes variantes, représentant des avantages et des inconvénients, le but est donc de choisir le type d'ouvrage le plus adéquat (fonctionnement - économie) c'est-à-dire technico-économique.

La vidange de fond est un ouvrage primordial pour un barrage, il a pour but :

- L'évacuation des dépôts de sédiment pour éviter l'envasement du barrage et des prises d'eau.
- Le contrôle du premier remplissage de la retenue.
- Le contrôle rehaussement du plan d'eau à un niveau voulu.
- La vidange totale ou partielle du barrage.
- L'évacuation d'une partie des eaux pendant les crues exceptionnelles.

VI.1) Ouvrage de prise d'eau

VI.1.1) Ouvrage de Prise d'eau :

Le but de cet ouvrage est d'assurer le débit de pointe de la demande aval entre le niveau normale de la retenue et le niveau de plus basses eaux, en tenant compte d'un prélèvement d'eau de qualité compatible avec sa destination.

VI.1.2) Type de prise :

1) Prise d'eau en charge :

Ce type est représenté par une conduite sous remblai en « âme tôle » ou en acier enrobé de béton. Ce type d'ouvrage est très économique, permettant une prise d'eau avec faible perte de charge et donne l'avantage du regroupement des organes de commande au pied aval de la digue. En outre les inconvénients majeurs et le niveau unique de prise et la fonction non séparée avec la vidange.

2) Prise d'eau flottante :

Dans cette variante, les fonctions de prise et de vidange sont séparés, le prélèvement d'eau s'effectue à une profondeur constante ; l'inconvénient de celle-ci et celui du coût important de sorte qu'elle nécessite des mécanismes relativement sophistiqués nécessitant un entretien périodique de pièces hydromécaniques.

3) Tour de prise :

Cette variante représente l'avantage du prélèvement à différents niveaux, la séparation des fonctions (prise et vidange), mais du point de vue économique elle est plus coûteuse (tour + passerelle), ainsi que la sensibilité aux secousses dues aux séismes.

VI.1.3) Types d'ouvrage de prise :

Les différents types d'ouvrage de prise sont très variés et dépendent de plusieurs facteurs géologiques, condition de stabilité et d'autres facteurs d'ordre économique et technique mais on peut les regrouper en deux catégories : Tour verticale et tour inclinée.

1) Tour inclinée :

L'implantation d'une tour de prise inclinée reposant sur les versants des rives (gauche ou droite) ou les talus sont très doux, elle n'est pas économique vu le coût de l'excavation et la hauteur importante de la tour.

2) Tour verticale :

La région d'OUM El BOUAGHI a une intensité sismique normale avec une accélération de 0.15g d'où l'implantation d'une tour de prise verticale s'avère économique.

VI.1.4) Emplacement de la tour :

En considérant la structure principale du barrage et les caractéristiques géomécaniques et topographique du terrain, la rive droite est plus favorable à la disposition de la tour de prise. Cette dernière se trouve à l'amont de la dérivation provisoire (Galerie de dérivation), les ouvrages de prise d'eau et de conduite seront utilisés aussi pour la vidange de fond

VI.2) Dimensionnement de la prise d'eau

Le but de dimensionnement des conduites est le prélèvement d'un débit destiné à l'irrigation (AEI) et l'alimentation en eau potable (AEP) des régions situées à l'aval du barrage.

Le diamètre de la conduite de prise d'eau est fonction de la demande aval (consommation maximale en AEP et AEI).

La distribution mensuelle de la demande pour l'irrigation et l'alimentation en eau potable est récapitulée dans le tableau VI.01.

D'après le Tableau VI.01, le volume maximum demandé est celui du mois de juillet.

Tel que : $V_{\max} = 15.29 \text{ Mm}^3$

Et : $Q_{\max} = \frac{V_{\max}}{T}$ (VI.01)

Avec : T : Temps de prise ($T = 31 \text{ jours} = 31 * 24 * 3600 \text{ s}$)

Donc: $Q_{\max \text{ AEP}} = 0.15 \text{ m}^3/\text{s}$
 $Q_{\max \text{ AEI}} = 5.57 \text{ m}^3/\text{s}$

On à: $Q_{\max \text{ Tot}} = \frac{15.29 * 10^6}{31 * 24 * 3600}$

D'où: $Q_{\max \text{ Tot}} = 5.71 \text{ m}^3/\text{s}$

Tableau VI.01 : Distribution mensuelle de la demande (Irrigation et eau potable)

Besoins	Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	Tot
Irrigation	Consommation (Mm3)	9,04	6,51	3,53	2,53	2,53	2,26	5,06	6,69	11,3	12,57	14,92	13,47	90,4
	% de consommation	10	7,2	3,9	2,8	2,8	2,5	5,6	7,4	12,5	13,9	16,5	16,5	100
AEP	Consommation (Mm3)	0,38	0,37	0,38	0,37	0,37	0,39	0,37	0,38	0,37	0,38	0,37	0,37	4,12
	% de consommation	9,22	8,98	9,22	8,98	8,98	9,47	8,98	9,22	8,98	9,22	8,98	8,98	100
Total	V total (Mm3)	9,42	6,88	3,91	2,9	2,9	2,65	5,43	7,07	11,67	12,95	15,29	13,84	94,5

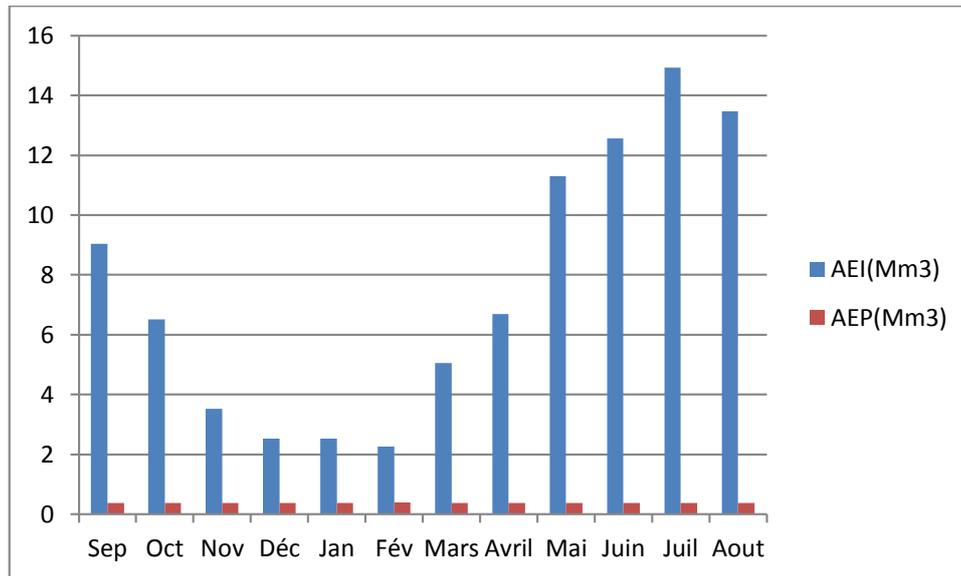


Figure VI.01 : Répartition mensuelle de la demande (AEP, AEI)

On a :
$$Q_{\max} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2g \cdot H} \quad (\text{VI.02})$$

Avec :

μ : coefficient de débit qu'on le prend au préalable, $\mu = 0.3$

H : charge correspondante à la prise d'eau la plus basse et l'aval, $H = 15\text{m}$

A.N :

$$S = \frac{5.71}{0.30 \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot 15}} = 1.11\text{m}^2$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 1.11}{\pi}} = 1.182\text{m}$$

Donc :

On prend un diamètre normalisé de :

$$\mathbf{D = 1200 \text{ mm}}$$

- **Correction du coefficient de débit μ :**

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_I}} \quad (\text{VI.03})$$

Les pertes de charges singulières seront estimées à 15% des pertes de charges linéaires.

Donc :

$$\sum \xi = 1.15 \cdot \frac{\lambda \cdot l}{D} \quad (\text{VI.04})$$

Avec :
$$\lambda = (1.14 - 0.86 \log(\varepsilon/D))^{-2}$$

AN :

$$\lambda=0.28$$

$$\sum \xi = 1,15 \cdot \frac{0,28 \cdot 175}{1,2} = 38.5$$

Donc :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1+385}} = 0.95$$

C'est presque le même coefficient de débit donc : $S=1.11\text{m}^2$; $D=1182\text{mm}$

Donc on opte pour un diamètre de $D=0.6\text{m}$ pour la conduite de la prise d'eau.

$$\mathbf{D = 1200\text{mm}}$$

- **Calcul de la vitesse d'eau dans la conduite de pris d'eau :**

$$V_{\text{con}} = \frac{Q_{\text{max}}}{S} = \frac{5.71}{1.11} = 5,4\text{m/s}$$

VI.3) Conclusion

La conduite de prise de diamètre de 1200mm, sera édifiée encore en tête de la dérivation. Le prélèvement des eaux s'effectue à trois niveaux de prise à une cote élevée par rapport à celle du volume mort. Les organes de commandes seront regroupés avec ceux de la vidange au pied aval de la digue.

VI.4) Disposition de l'ouvrage de vidange

L'ouvrage de vidange de fond peut être conçu pour qu'il fonctionne sous pression si son diamètre est petit ou moyen ou en écoulement à surface libre lorsqu'il est de gros diamètre. Comme cet ouvrage est destiné à faire des chasse périodique, afin d'éviter l'envasement rapide du barrage il est conseillé de prévoir un ouvrage qui fonctionne à surface libre pour éviter les risques de colmatage.

Pour notre cas le dispositif de vidange est constitué d'un orifice à l'amont suivi d'une conduite circulaire de longueur de **175m** et une pente du radier égale à **0.015**. L'entrée de l'ouvrage est assurée par une grille de protection contre l'introduction des débris de grande dimension.

A la base de la tour de prise (à l'amont de la galerie) on prévoit l'installation de deux vannes plates en série : la première de garde et la deuxième de contrôle (sécurité).

VI.5) Dimensionnement de l'ouvrage de vidange**VI.5.1) Calcul du débit de vidange :**

Pendant la période d'évacuation par la vidange, le volume d'eau évacué est composé du volume utile de la retenue est du volume entrant à la retenue durant cette période.

Le débit évacué par la vidange de fond sera :

$$Q_{vf} = \frac{V_u}{T} + Q_r \quad (\text{VI.05})$$

Avec :

V_u : volume utile en $[m^3]$.

T : temps de vidange ($15 < T < 21$) jours, on prend **$T=21$ jours.**

Q_r : débit entrant dans la retenue pendant la vidange (Pris égal à débit moyen annuel).

Avec : **$A_0=3.55.10^6 m^3$** et **$V_u=23.51.10^6 m^3$**

Et : $t= 1\text{ans}=31.536.10^6 \text{ s}$

A.N :

$$Q_{vf} = \frac{23,51.10^6}{21.86400} + \frac{3,55.10^6}{31,536.10^6} = 24.07 m^3/s$$

VI.5.2) Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et son diamètre :

On à:

$$Q_{vf} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2g \cdot H} \quad (\text{VI.06})$$

D'où:

$$S = \frac{Q_{vf}}{\mu \cdot \sqrt{2g \cdot H}} \quad (\text{VI.06})$$

Q_{vf} : Débit de la vidange de fond (m³/s).

H : charge disponible entre le niveau normal de la retenue et l'aval en [m].

μ : Coefficient de débit, on le prend égale à 0.8

A.N :

$$S = \frac{24.07}{0,8 \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot 24}} = 1.55 \text{m}^2$$

Le diamètre de la conduite sera alors :

$$D_{vf} = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 1,55}{\pi}} = 1.44 \text{m}$$

On prend:

$$\mathbf{D_{vf} = 1500 \text{ mm}}$$

- Correction du coefficient de débit μ :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_I}} \quad (\text{VI.07})$$

$\sum \xi_I$: Somme des coefficients des pertes de charges (linéaires et singulières).

- Coefficients des pertes de charge linéaires:

$$\xi_{lin} = \frac{\lambda \cdot l}{D} \quad \text{Avec :} \quad \lambda = \frac{125 \cdot n^2}{D^{1/3}}$$

λ : Coefficient de perte de charge.

n : Coefficient de rugosité [$n = 0.014 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$].

D : Diamètre de la conduite [D = 1500 mm], calculé précédemment.

L : longueur de la conduite de vidange en [m] (l = 175 m).

A.N :

$$\lambda = 0.021$$

D'où :
$$\sum \xi_1 = 2.50\text{m}$$

- Coefficients de pertes de charge singulière:

On a :

$$\xi_{\text{entrée}} = 0,5 \quad \xi_{\text{sortie}} = 1 \quad \xi_{\text{vannes}} = (0,1 + 0,1) = 0,2$$

Donc :

$$\sum \xi_s = 1,2\text{m}$$

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + (2.50 + 1.2)}} = 0.46$$

Et :

$$S = \frac{24,07}{0,46 \cdot \sqrt{2g \cdot 24}} = 2.41\text{m}^2$$

D'ou :

$$D_{\text{vf}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 2.41}{\pi}} = 1,76\text{m}$$

On prend un diamètre normalisé :

$$\mathbf{D_{vf} = 1800 \text{ mm}}$$

VI.5.3) Calcul du temps de vidange :

Pour le calcul du temps de vidange nous avons utilisé les formules suivantes :

$$Q = \mu S \sqrt{2gH} \quad , \quad dv = Q dt \quad \text{et} \quad dv = - S dh = \mu S \sqrt{2gH} dt$$

$$dt = - \frac{S \cdot dh}{\mu S \sqrt{2gH}} \quad \text{d'où} \quad dt = \frac{S}{\mu S \sqrt{2g}} \cdot \frac{dh}{\sqrt{h}}$$

Avec :

H : La charge d'eau (m)

S : Section de la conduite.

dv : Le volume d'eau évacué.

dt : Variation du temps.

$$\int_{t_1}^{t_2} dt = \int_{h_1}^{h_2} \frac{-s}{\sqrt{2.g.H}} \frac{1}{\mu} dh \quad \text{d'où} \quad \int_{t_1}^{t_2} dt = \frac{-s}{\mu \sqrt{2.g}} \int_{h_1}^{h_2} \frac{dh}{\sqrt{H}}$$

$$\text{Donc :} \quad t_2 - t_1 = \frac{-s}{\mu \sqrt{2.g}} [\sqrt{H}]_{h_i}^{h_{i+1}}$$

En integrant on trouve:

$$t_2 - t_1 = T_v = \frac{2}{\mu S \sqrt{2.g}} [S_1(\sqrt{h_1} - \sqrt{h_2}) + S_2(\sqrt{h_2} - \sqrt{h_3}) + S_3(\sqrt{h_3} - \sqrt{h_4}) + S_4(\sqrt{h_4} - \sqrt{h_5}) + S_5(\sqrt{h_5} - \sqrt{h_6}) + S_6(\sqrt{h_6} - \sqrt{h_7}) + S_7(\sqrt{h_7} - \sqrt{h_8}) + S_8(\sqrt{h_8} - \sqrt{h_9}) + S_9(\sqrt{h_9} - \sqrt{h_{10}}) + S_{10}(\sqrt{h_{10}} - \sqrt{h_{11}}) + S_{11}(\sqrt{h_{11}} - \sqrt{h_{12}})].10^6$$

Avec : T_v : Temps de vidange

μ : Coefficient de débit pris égale à 0.46 (Après correction)

S : Section de la vidange, **S=2,41m²**

Si : Surface d'eau dans la retenue correspondante aux différentes charges h_i .

D'où : **$T_v=32627.88s$**

Donc : **$T_v=17.80$ jours**

VI.5.4) Calcul de la vitesse d'abaissement dans la retenue :

$V = \frac{H}{T_t} = \frac{24}{17.88} = 1.34m/j$ qui est acceptable pour un abaissement de 2.41m par jours. Ca ne pas influencer sur la stabilité de la digue (talus amont)

VI.6) Conclusion

Les ouvrages annexes d'un barrage sont d'une importance capitale puisque ils sont liés à la sécurité et à l'exploitation de l'ouvrage, dans ce cas on doit éviter tout sous dimensionnement de chaque ouvrage. Dans ce chapitre et avoir analysé la topographie du site nous avons opté pour un évacuateur de crues latéral à entonnement frontal, vu les rives de notre barrage sont très abruptes.

Introduction

Une bonne organisation de chantier intervient grossièrement dans la diminution du cout de réalisation de l'ouvrage ainsi que son délai d'exécution. Notre étude consistera donc à organiser le chantier de construction du barrage Ourkis tout en assurant :

- La rapidité d'exécution des diverses opérations ;
- Une économie par synchronisation et réduction des travaux;
- Une organisation de l'emploi du matériel et du personnel en garantissant leur sécurité.

En finalité un devis quantitatif est estimatif du projet sera établi afin d'évaluer le cout de réalisation du barrage.

VII.1 - Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier

Avant d'entrer dans le vif du sujet relatif au chantier de réalisation d'un barrage, il nous paraît indispensable de rappeler les rôles des différentes personnes amenées à intervenir dans l'acte de construction.

VII.1.1 Maître de l'ouvrage

C'est une personne physique ou morale pour le compte de laquelle sont exécutés les travaux. Son rôle est de définir le but à atteindre (programme), d'organiser un financement, de passer et de régler les marchés des travaux. Après la réception des ouvrages, il en est le propriétaire et parfois le gestionnaire.

VII.1.2 Maître d'œuvre

C'est une personne physique ou morale, chargée par le maître de l'ouvrage de recevoir l'ouvrage, d'établir le dossier de consultation des entreprises, d'assister le maître d'ouvrage dans le dépouillement des offres, de contrôler l'exécution des travaux et de proposer leur réception et leur règlement, après en avoir établi le décompte.

Pour le cas d'un barrage, le maître d'œuvre est souvent chargé, en outre d'interpréter son osculation jusqu'à l'achèvement de la phase de la mise en eau et de régler le rapport de la première mise en eau.

VII.1.3 Entrepreneur

Personne physique ou morale, titulaire d'un marché de travaux conclu avec le maître d'ouvrage, chargée de l'exécution des travaux et, parfois, de la conception détaillée des ouvrages. L'entrepreneur est responsable du chantier et de l'ouvrage en cours de construction tant que celui-ci n'a pas été réceptionné.

VII.2 Installation de chantier

VII.2.1 Installations destinées au personnel

En général, sont :

- **Abris-clos et vestiaire** : Local aéré, éclairé, chauffé en saison froide. Local avec armoires (surface minimum du local > 1.25 m² par personne).
- **Les réfectoires** : nous prévoyons un local de restauration si le nombre de repas > 25. Tables et sièges en nombre suffisant (surface minimum > 1.5 m² par personne). Gardemanger et chauffe gamelles installés dans l'abri ou dans un lieu couvert.
- **Les installations sanitaires** : Lavabos ou rampes pour la toilette : 1 orifice au moins pour 5 travailleurs. Local avec lavabos : un lavabo pour 10 personnes au plus. Douches obligatoires pour tous travaux salissants : 1 pour 8 personnes.
- **Poste de secours** : Boîte de secours présente dans tous les types de chantiers. Un infirmier est obligatoire pour 200 personnes.
- **Les bureaux de chantier** : Le nombre de bureaux à installer est indiqué par la maîtrise d'œuvre dans les pièces écrites.

VII.2.2 Installations destinées au stockage des matériaux

Pour les ciments nous utilisons soit, des silos métalliques, soit des baraquements en bois ou en métal, les agrégats stockés peuvent être en plein air, on doit seulement prévoir un cloisonnement entre les différents types d'agrégats, pour éviter leur mélange.

VII.2.3 Installations destinées à la réparation des engins

En général, les grosses réparations ne se font pas sur le chantier lui-même, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment bien équipé afin d'assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

VII.2.4 Installation destinée pour la préfabrication

Pour cette installation, elle est constituée des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites, murettes...etc.

VII.3 Moyens matériels du chantier (engins)

La variante retenue pour la réalisation de digue du barrage Ourkis nécessite l'utilisation des divers engins cités ci-après :

- Compacteurs

Est un engin de compactage anciennement à traction animale, aujourd'hui motorisé, caractérisé par des roues cylindriques lisses ou à relief dit « pied de mouton ».

- Grader automoteur : motorgrader

C'est le type de grader le plus utilisé, il sert à l'arasement des sols.

- Pelle hydraulique

Cet engin de chantier est aussi connu sous le nom de pelleteuse, pelle ou excavatrice. Elle est utilisée pour des travaux :

- De terrassement
- D'extraction (chargement de matériaux dans une carrière...)
- De réalisation et nettoyage de fossés et de talus...
- De fondations spéciales (forage, parois moulées...).

-Niveleuse

La niveleuse est utilisée pour entretenir la planéité de la piste et supprimer les matériaux tombés des bennes des engins. Elle a comme risque : marche avant arrière demi-tour changement d'allure

-Arroseuses

Il permet d'éliminer la poussière soulevée par la circulation des engins et/ou par le vent elle a pour but :

- Assurer une bonne visibilité
- Réduire l'exposition à la poussière du personnel
- Réduire l'impact de la poussière sur l'environnement

Elle a comme risque : Perturbation du trafic Circulation au milieu de la piste Perte de visibilité sur pare-brise des véhicules.

VII.4 Ordre d'exécution des travaux

Les grandes étapes de déroulement de notre projet sont les suivantes :

- Prévention d'une route d'accès au chantier.
- 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.
- Construction du batardeau.
- Construction de la prise d'eau et la vidange du fond.
- Travaux des injections.
- Construction du corps du barrage la digue (noyau, filtre, drain, protection des talus)
Construction d'évacuateur de crue.
- Mise en eau.

VII.5. Planification

Elle consiste à chercher constamment la meilleure façon d'utiliser avec économie la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre pour assurer l'efficacité de l'action à entreprendre.

VII.5.1 Techniques de la planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau
- Méthodes basées sur le graphique
- Méthode du tableau

Le choix de la méthode de calcul repose essentiellement sur le type d'ouvrage à construire. Pour notre cas on va utiliser la méthode C.P.M

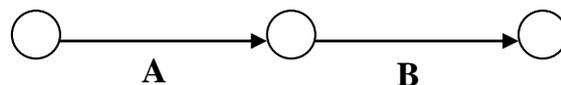
VII.5.1.1 Méthodes basées sur le réseau

A. Définition du réseau

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et la durée de réalisation. On distingue deux types de réseaux :

- Réseau à flèches

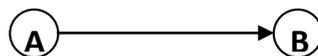
L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



L'opération **A** précède l'opération **B**

- Réseau à nœuds

L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches



L'opération (**B**) ne peut commencer que si l'opération (**A**) est complètement achevée.

A. Construction du réseau

Pour construire un réseau, il convient d'effectuer les cinq opérations suivantes :

- 1) Etablissement d'une liste des tâches.
- 2) Détermination des tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération.
- 3) Construction des graphes partiels.
- 4) Regroupement des graphes partiels.
- 5) Construction du réseau.

VII.5.1.2 Méthode du chemin critique (*Critical Path Method/CPM*)

Le calcul par cette méthode est basé sur l'utilisation des paramètres représentés dans la grille suivante :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

- **TR**: temps de réalisation
- **DCP**: date de commencement au plus tôt
- **DCPP** : date de commencement au plus tard
- **DFP**: date de finition au plus tôt
- **DFPP** : date de finition au plus tard
- **MT**: marge totale.

Et :

$$DFP = DCP + TR$$

$$DCPP = DFPP - TR$$

⇒ **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 :

$$C.C \Leftrightarrow \begin{cases} MT = 0 \\ \sum TR_{C.C} = D.T.P \end{cases}$$

⇒ **Attribution des durées de chaque opération**

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

- Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) .
- Dimensions du projet.

En utilisant les normes C.N.A.T, on pourra appliquer la formule suivante:

$$T = \frac{Q.N}{n} \quad (VII.01)$$

Avec : **Q** : Quantité de travail
N : Rendement
n : Nombre d'équipes

VII.6. Programme des travaux :

Le programme des travaux pour la construction du réservoir et du transfert, a été établi sur des bases réalistes qui tiennent compte des problèmes qui pourront surgir durant les travaux. Le tableau ci-dessous montre la durée des différents travaux et leurs symboles :

Tableau VII.1: Symboles et durées des opérations.

Travaux	Opérations	Durée (mois)
Installation de chantier et accès	A	3
Installation concassage et centrale à béton	B	2
Travaux de terrassement rives et lit de l'oued.	C	5
Excavation clef Rive gauche (pour l'évacuateur de crue)	D	9
Excavation fondation Rive droit (pour la galerie de dérivation)	E	8
Réalisation de la galerie de dérivation	F	2
Réalisation des batardeaux	G	4
Construction de la digue	H	2
Revêtement des talus de la digue	I	10
Construction de déversoir et coursier	J	8
Construction du bassin de dissipation et excavation canal de fuite	K	9
Réalisation de la tour de prise	L	11
Prise d'eau et Vidange de fond	M	10
Équipements hydromécaniques	N	2
Travaux de finition et mise en eau	O	2

Le diagramme Gant est donné en planche

VII.7 .Détermination du chemin critique :

Le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0) sont données par le chemin suivant :

$$\text{condition suivante : } C.C \Leftrightarrow \begin{cases} MT = 0 \\ \sum TR_{C.C} = D.T.P \end{cases}$$

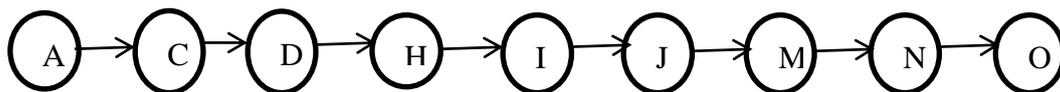
Méthode du tableau

Il s'agit de faire le calcul en utilisant un tableau conçu pour le calcul de la durée du projet et la définition du chemin critique. Elle s'applique à base du réseau à flèche.

Les résultats de calcul par cette méthode sont donnés dans le tableau ci-après :

Tableau VI.03 Détermination du chemin critique par la méthode du tableau.

Opération	TR(mois)	D.P		D.F.P		MT
		D.C.P	D.F.P	D.C.P.P	D.F.P.P	
1-2		0	5	0	5	0
2-3	4	5	9	32	36	27
2-4	2	5	7	5	7	0
3-5	7	9	14	36	43	27
3-6	0	9	9	37	37	28
4-6	6	7	13	31	37	24
4-7	5	7	12	7	12	0
5-12	5	14	19	43	47	28
6-8	8	13	21	37	45	24
7-9	15	12	27	12	27	0
8-12	2	21	23	45	47	24
9-10	6	27	33	27	33	0
10-11	8	33	41	33	41	0
11-12	6	41	47	41	47	0
12-13	1	47	48	47	48	0
13-14	4	48	52	48	52	0



$DTR = \sum TR = 5 + 2 + 5 + 15 + 6 + 8 + 6 + 1 + 4 = 52$ mois

D’après le réseau à nœuds le temps de réalisation total du barrage est de **52 mois**

Conclusion

Après l’utilisation de la méthode de calcul de CPM (méthode basée sur le chemin critique) on arrive finalement au résultat suivant :

- La durée totale de construction du barrage de Ourkis devrait durer environ 5cinq années et la réalisation de projet nécessite des engins spécifiques pour faciliter le travail et aussi des grands travaux de préparation de site.

CONCLUSION GENERALE

Dans le cadre de la préparation du mémoire de fin d'étude, nous avons essayé de traiter et d'étudier les ouvrages annexes du barrage Ourkis sur oued El kebir commune d'Ain fekroun dans la wilaya d'Oum el bouaghi, pour renforcer l'alimentation en eau potable dans la wilaya d'Alger

On a fait une étude géologique qui comprend l'étude de la fondation, la cuvette et la disponibilité des matériaux de construction ensuite on a étudié l'hydrologie de la région pour voir si le réservoir se remplira ou pas en se basant sur les données hydrologiques de plusieurs années d'observation

Le choix de la variante a été fait, en fonction de l'étude technico-économique, et des sols avoisinant, et on a opté pour un évacuateur de crues ; entonnement latéral à déversement frontal vu que cette variante présente un avantage économique, vu sa simplicité de réalisation.

Références bibliographiques

TOUAIBIA.B : Manuel pratique d'hydrologie. ENSH Blida (Mars 2004).

TOUAIBIA.B : Régularisation des débits (2001).

MIHOUBI.M.K : Polycopie d'ouvrage hydrotechnique 4^{ème} Année (ENSH- 2004).

MIHOUBI.M.K : Barrage en terre, polycopie de cours (ENSH-2014).

HASSANE.M : Guide méthodologique de calcul hydraulique de l'évacuateur de crue à entonnement frontale.

HASSANE.M : Ouvrage hydrotechnique : ouvrages annexes 5^{ème} Année (ENSH- 2016).

HASSANE.M : Ouvrages annexes des barrages 5^{èmes} Année (ENSH- 2016).

Manuelle CIGB-151 : Choix de la crue de projet (1989).

Khelifa MAALEL Zouheir HAFSIA : Cours ouvrages hydraulique (Tunisie, Mai 2012).

A.N.B.T : Etude d'avant-projet détaillé du Barrage OURKIS Mémoire de synthèse

Wili H. Hager Anton J. Schleiss. (2009) : Construction hydraulique, écoulement stationnaires (Vol. 15) Ecole Polytechnique fédérale de Lausanne.

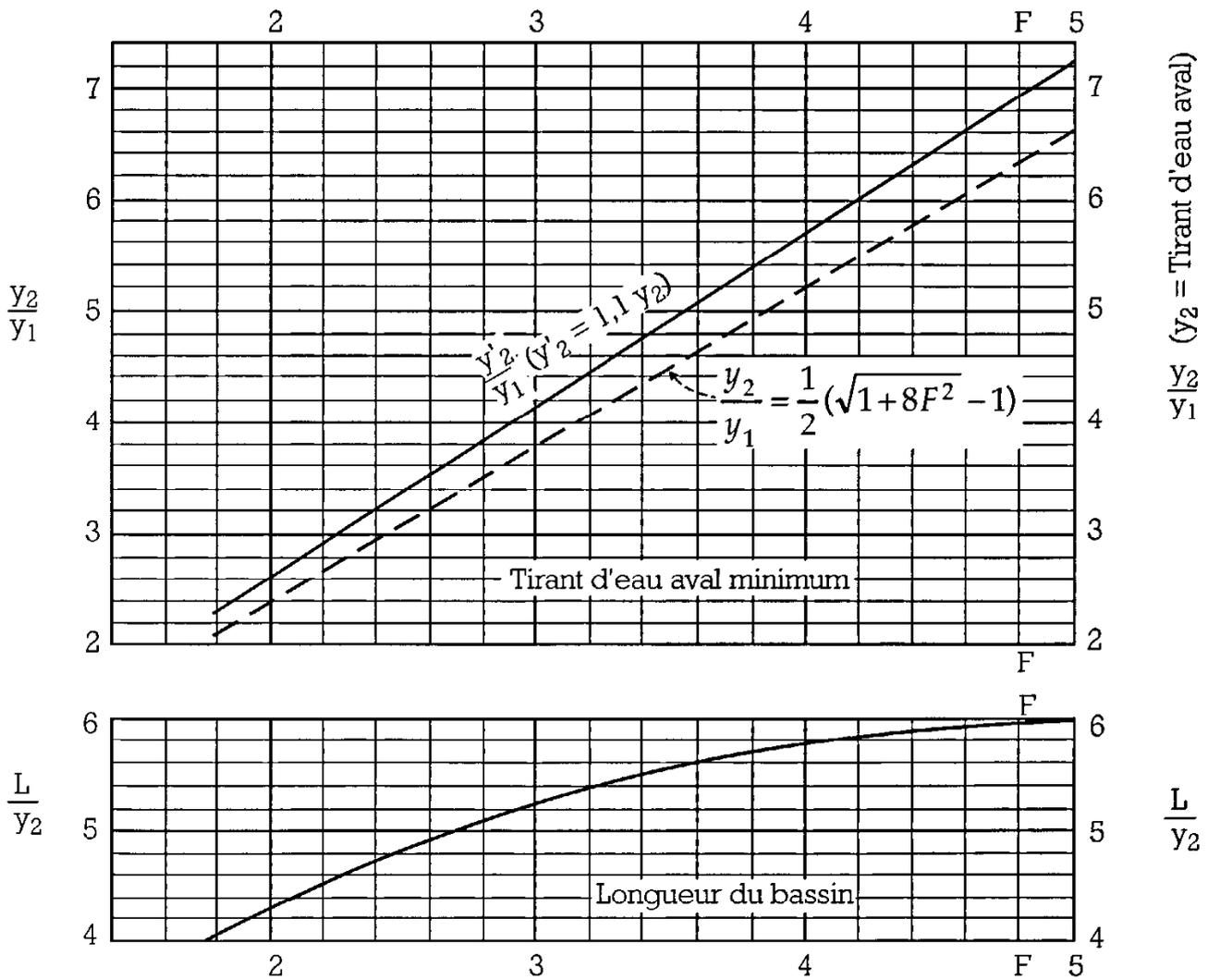
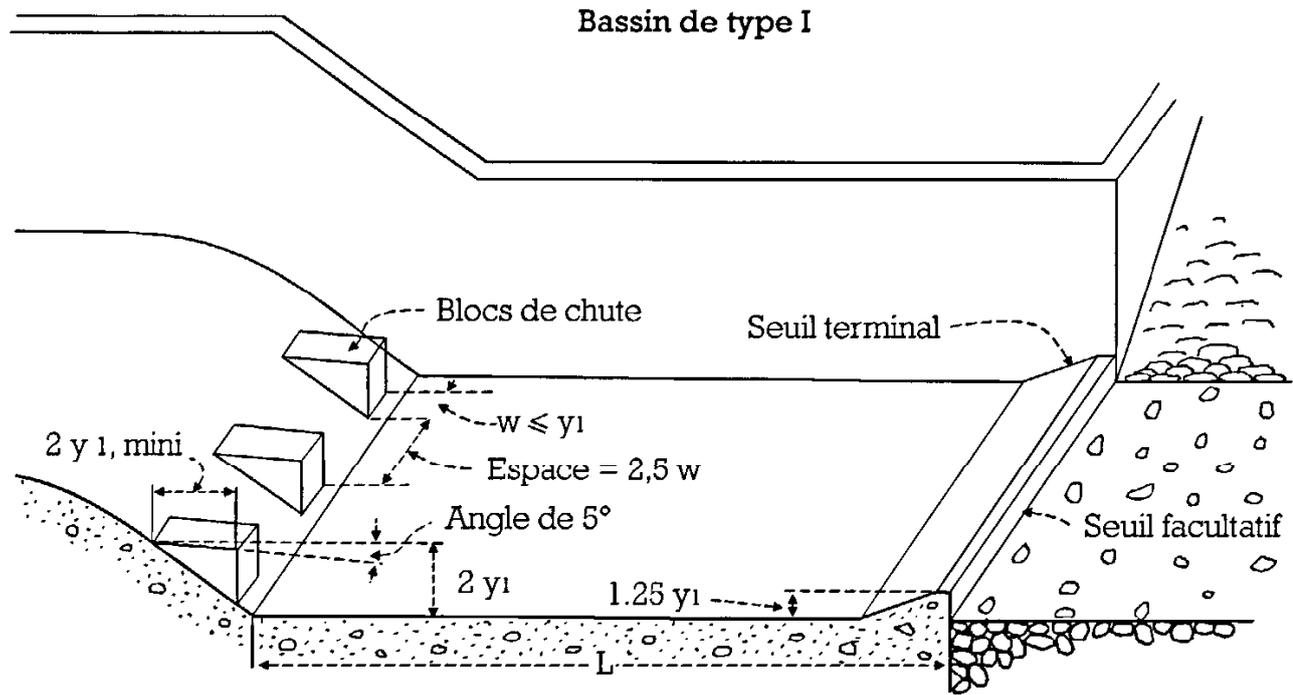


Figure 2.32 : détermination des caractéristiques du bassin de dissipation pour un nombre de Froude compris entre 2,5 et 4,5 (traduit de [5]).

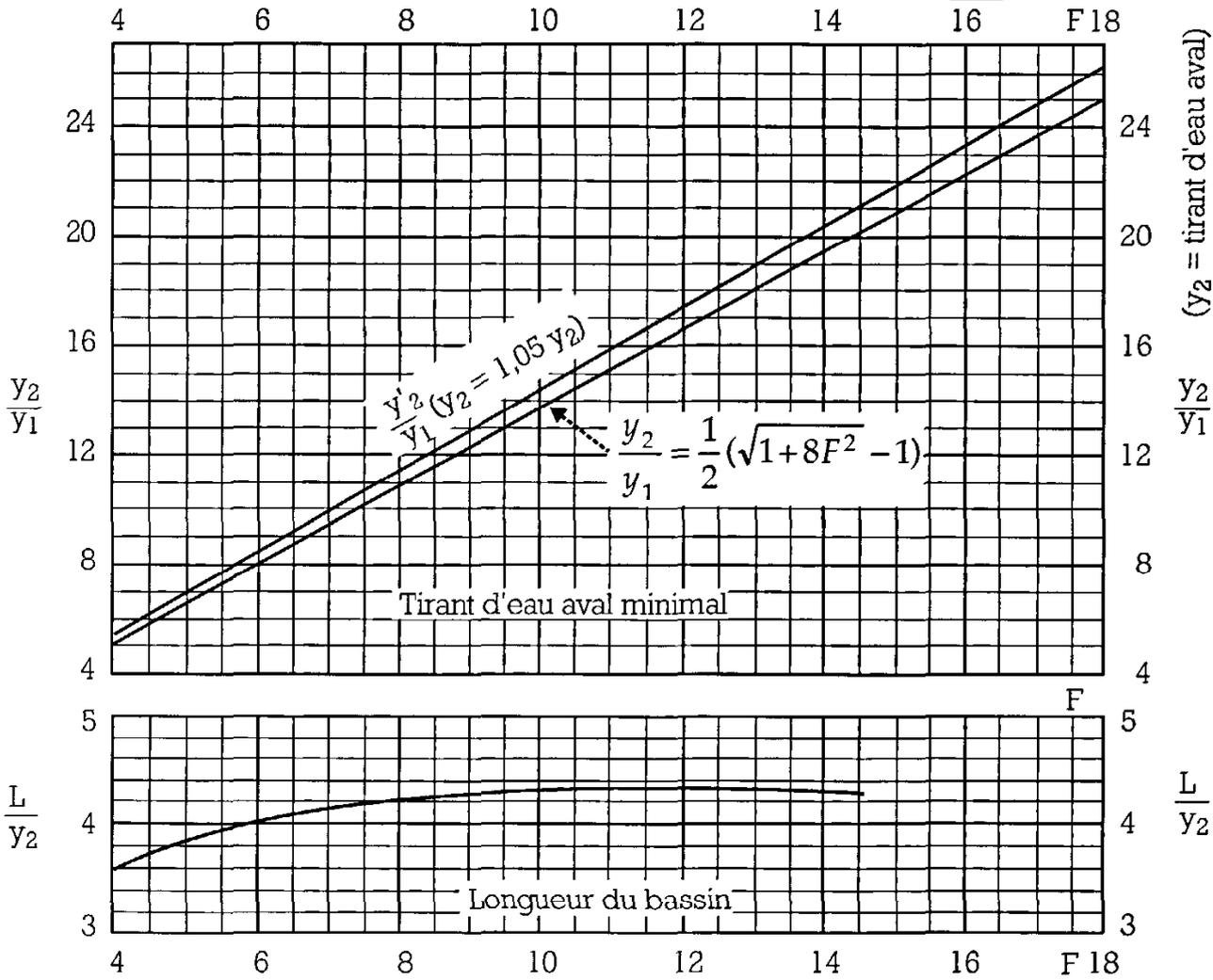
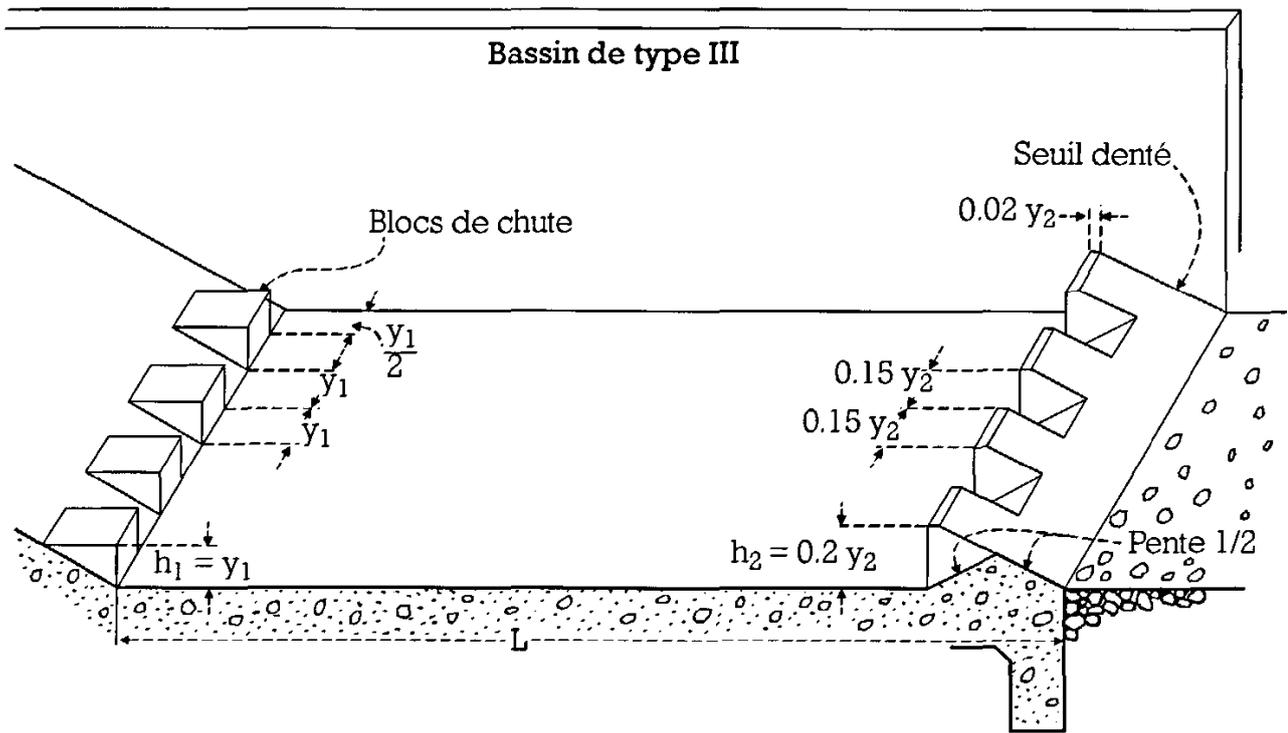


Figure 2.34 : détermination des caractéristiques du bassin de dissipation pour un nombre de Froude supérieur à 4,5 et une vitesse de l'eau à l'entrée du bassin supérieure à 15 m/s (traduit de [5]).

