

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT AMENAGEMENT ET GENIE HYDRAULIQUE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

THEME DU PROJET :

**ETUDE DES VARIANTES DE L'EVACUATEUR DE CRUES
DU BARRAGE DE AZIB TIMIZAR (W. BEJAIA)**

PRESENTE PAR :

BAOUNI Khaled

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
Mr. M.K. MIHOUBI	Professeur	Président
Mme. D. DJOUDAR	M.C.B	Examinatrice
Mr. M.D. BENSALAH	M.A.A	Examineur
Mr. I. ZAIBAK	M.A.A	Examineur
Mr. A. ZEROUAL	M.C.B	Promoteur

Septembre 2017

Dédicaces

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

- ✓ *A mes chers parents, Djamel et Zahia pour tous les sacrifices qu'ils ont consentis à mon égard;*
- ✓ *A mes frères et ma sœur ;*
- ✓ *A toute la famille BAOUNI;*
- ✓ *A mes amis Brahim, Abderazak, Hammouda, Yacine*
- ✓ *A tous mes collègues et amis de l'ENSH et en particulier: Oussama, Abou ammama, Massi , et Wassim qui ont toujours été là pour me soutenir ;*
- ✓ *À tous mes camarades de classe, promotion 2014/2017 ;*
- ✓ *En un mot, à tout les gens qui ont contribué de près ou de loin à ma réussite.*



BAOUNI KHALEDSeptembre 2017

REMERCIEMENTS

Tout d'abord, Je remercie Allah, tout puissant de m'avoir guidé durant ma formation et de m'avoir permis de réaliser ce modeste travail.

Je voudrais exprimer mes sincères remerciements à mon encadreur :

***Mr. Zeroual Ayoub** pour l'aide qu'il ma offert, sa disponibilité permanente, ses commentaires et bien sûr ses Critiques constructives ainsi qu'à l'ensemble des enseignants de l'E.N.S.H qui ont assuré ma formation.*

Je remercie évidemment le Président et les membres du jury pour avoir accepté d'évaluer mon travail

Je n'oublie pas de remercier aussi l'ensemble du corps administratif de l'école et surtout le Département d'Aménagement et Génie Hydraulique

Enfin ma reconnaissance à tous ceux qui ont contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ce document.

BAOUNI KHALED

ملخص:

الهدف من هذا العمل هو دراسة مختلف أنواع جهاز تمرير الفيضانات وذلك بالسماح لها بالعبور من خلال سد "عزيب تيميزار" بواد فليدون الواقع بإقليم ولاية بجاية، و هذا من خلال مراجعة الارتفاعات القصوى للسد وضمان سلامة المنشآت والسكان القاطنين أسفل السد. من أجل ذلك، يجب أولا تحديد المعطيات الجيومورفولوجية والمناخية لحوض واد فليدون، متبوعا بدراسة هيدرولوجية لموقع السد. هذا ما يسمح بتحديد التدفق من أجل تحديد أبعاد المنشأة، أين تمت دراسة ثلاثة أنواع منها، ثم اختيار النوع الأكثر ملائمة، وأخيرا نختم بدراسة الهندسة المدنية للنوع الذي تم اختياره.

Résumé :

Le présent travail vise à étudier les différentes variantes de l'évacuateur de crues pour permettre le passage des crues à travers le barrage d'Azib Timizar sur Oued Flidoun (Wilaya de Béjaia), en contrôlant les côtes maximales atteintes par le barrage et assurer la sécurité des biens et des personnes habitant à l'aval. Pour ce faire, il faut d'abord définir l'ensemble des paramètres, géomorphologiques, et climatiques du bassin versant, suivi d'une hydrologique du site du barrage. Ceci nous a permis de déterminer le débit de dimensionnement. Trois variantes de l'évacuateur ont été étudiées afin d'opter pour la variante la plus optimale. Enfin, nous terminons par une étude génie civil de la variante choisie.

Mot clés : Hydrologie, GRADEX, évacuateur de crues, déversoir, labyrinthe,

Abstract:

The objectif of this work is to study different variants of the spillway adequate to allow the floods passage through the AzibTimizar dam on the Flidoun River (Béjaia), by controlling the maximum level reached by the dam and to assure the safety of the properties and people living in the downstream. The work aims to define all the parameters, geomorphologic and climatic of the Flidoun watershed, followed by a hydrological study of the dam site. This study has identified the discharge of design. Three variants of the spillway were studied at the end, and the most adequate variant was chosen. Finally a civil engineering study of the seleted variant was made.

Key words : Hidrology, GRADEX, spillway, labyrinth,

TABLE DES MATIERES

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

Chapitre I : Présentation du site

Introduction	2
I.1 Description du site du barrage.....	2
I.2 Situation géographique et accès au site du barrage.....	3
I.3. Topographie.....	4
I.4 Situation hydrographique du site du barrage d'Azib Timizar.....	5
I.4.1 Oued Mechnouâa.....	5
I.4.2 Oued Flidoun.....	6
Conclusion.....	6

Chapitre II : Etude géologique et géotechnique

Introduction.....	7
II.1 Contexte géologique	7
II.1.1 Géologie régionale.....	7
II.1.2 Géologie du bassin versant.....	9
II.1.3 Géologie de la cuvette.....	9
II.1.4 Géologie du site.....	10
II.2 Etude géotechnique.....	10
II.2.1 Echelle de la cuvette.....	10
II.2.1.1 Travaux d'étanchéisation.....	10
II.2.2 Echelle du site.....	11
II.2.3 Travaux d'identification	12
II.2.3.1 Essais in situ.....	12
II.2.3.2 Essais au laboratoire	14
II.2.4 la zone d'emprunt matériaux de construction.....	15
II.3 Sismicité.....	16
Conclusion.....	16

Chapitre III : Etude hydrologique

Introduction.....	18
III.1. Le Bassin versant	18
III.1.1. Caractéristique géographiques du bassin versant.....	18
III.1.2. Caractéristiques géométriques du bassin versant.....	19
III.1.3. Caractéristiques morphologiques.....	19
1.. Indice de compacité de Gravelius Kc	19
2.. Coefficient d'allongement.....	20
3.. Rectangle équivalent.....	20

4.. Répartition et courbe hypsométrique.....	21
5.. Pente moyenne du bassin versant	23
6.. Indice de pente globale I_{pg}	24
7.. Indice de pente moyenne I_{pm}	24
III.1.4. Caractéristiques hydrographique.....	24
1.. Pente moyenne de cours d'eau principal I_c	24
2.. Densité de drainage	25
3.. Temps de concentration.....	25
4.. Vitesse de ruissellement.....	26
III.2 Caractéristiques climatologiques.....	27
III.2.1 Températures.....	27
III.2.2 Evaporation.....	28
III.2.3 Pluviométrie.....	29
III.2.3.1 Répartition de la pluie moyenne dans le bassin.....	29
III.2.3.2 Précipitations maximales journalières.....	30
A.. Estimation des pluies journalières maximales.....	30
B.. Test d'homogénéité	31
C.. Choix de la loi d'ajustement.....	33
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 En appliquant l'analogie avec bassin voisin.....	40
III.3.3 Caractéristiques de l'écoulement.....	41
A.. Module de l'écoulement	41
B.. Module de l'écoulement relatif.....	42
C.. Lamme d'eau écoulée.....	42
D.. Coefficient de l'écoulement.....	42
E.. Coefficient de variation.....	42
III.3.4 Irrégularité des apports.....	44
III.3.5 Répartition de l'apport annuel estimé à une probabilité de 80%.....	45
III.4 Etudes des crues.....	46
III.4.1. Détermination des débits maximums fréquents.....	46
III.4.1.1. Les formules empiriques.....	46
III.4.1.2. La méthode GRADEX.....	48
III.4.2. Hydrogrammes de crue.....	52
III.4.3. Choix de la crue de projet.....	54
III.5. Apports solides et estimation du volume mort.....	56
III.5.1 Apport solide en suspension.....	57
III.5.2 Transport solide par charriage.....	59
III.6. Régularisation des débits.....	60

III.6.1. Répartition mensuel de l'apport 80%.....	60
III.6.2. Répartition mensuel des besoins.....	60
III.6.3. Courbes «Hauteurs – Capacités - Surfaces».....	61
III.6.4. Calcul du volume utile.....	62
III.6.4.1 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes.....	63
III.6.4.2 Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes).....	65
III.7. Laminage des crues.....	67
III.7.1 Méthode de Muskingum.....	67
III.7.1.1 Laminage d'une onde de crue dans un tronçon de rivière.....	67
III.7.1.3 Principe de la méthode de solution.....	69
III.7.1.4 Calcul du débit de sortie.....	70
III.7.1.5 Calcul du volume stocké.....	71
III.8. Etude d'optimisation.....	78
III.8.1. Revanche de la digue	78
III.8.2. Tassement de la digue et fondation	79
III.8.3 Largeur en crête.....	79
III.8.4. Calcul des coûts.....	80
III.8.4.1. Coût de la digue.....	80
III.8.4.2. Coût de l'évacuateur de crues.....	81
III.8.4.3. Coût total du barrage.....	84
Conclusion.....	85

Chapitre IV : Etude des variantes

Introduction.....	86
IV.1 Choix du type de l'évacuateur de crues	87
IV.2 Choix de la rive favorable	88
IV.3 Evacuateur latéral à entonnement frontal.....	88
IV.3.1 Canal d'approche.....	89
IV.3.2 Déversoir	90
IV.3.2.1 Quadrant amont.....	91
IV.3.2.2 Quadrant aval.....	91
A.. Calcul du rayon de raccordement du déversoir avec le bassin de dissipation....	92
B.. Calcul de la hauteur du parement en aval.	92
C.. Calcul des paramètres et des coordonnées des points A, B et C :.....	93
D.. Les paramètres du profil aval	95
A) Longueur de la courbure (L_c)	96
B) Longueur de la tangente (L_t)	96
C) Calcul hydraulique	96
IV.3.3 Convergent	97
IV.3.4 Coursier	100
IV.3.5 Bassin de dissipation.....	105

IV.3.6 Canal de fuite.....	107
IV.4 Evacuateur latéral à entonnement latéral	108
IV.4.1 Canal d'approche	109
IV.4.2 Déversoir et canal latéral	110
IV.4.3 Chenal d'écoulement	116
IV.4.4 Coursier	117
IV.4.5 Bassin de dissipation	120
IV.4.6 Canal de fuite.....	123
IV.5 Evacuateur à surface libre à déversoir labyrinthe	124
IV.5.1. Dimensionnement du déversoir labyrinthe.....	124
IV.5.1.1. Calcul de débit rectiligne	125
IV.5.1.2. Calcul de géométrie de déversoir.....	126
IV.5.2. Calcul hydraulique du déversoir.....	126
IV.5.3. Le coursier.....	127
IV.5.4. Dissipateur d'énergie	128
IV.5.4.1 Type de l'écoulement	129
IV.5.4.2 Dimensionnement du dissipateur	129
Conclusion.....	132

Chapitre V : Etude génie civil

Introduction	133
V.1 Etude de stabilité	133
V.1.1 Stabilité de déversoir	133
V.1.1.1 Calcul des forces	134
V.1.1.2 Stabilité au renversement	138
V.1.1.3 Stabilité au glissement	139
V.1.1.4 Stabilité au poinçonnement	139
V.1.2 Stabilité des murs bajoyers	140
V.1.2.1 Calcul des forces	141
V.1.2.2 Stabilité au renversement	142
V.1.2.3 Stabilité au glissement	142
V.1.2.4 Stabilité au poinçonnement.....	143
V.2 Calcul de ferrailage.....	143
V.2.1 Ferrailage de rideau de coursier	143
V.2.2 Ferrailage de la semelle de coursier	146
V.2.3 Ferrailage de radier de déversoir	149
Conclusion	152

Chapitre VI : Organisation de chantier

Introduction.....	153
VI.1 Organisation technique et données préparatoires.....	153
VI.2. Les principaux intervenants sur chantier.....	153
VI.3. Travaux préparatoires et installation de chantier	154
VI.3.1 Installations destinées au personnel	154
VI.3.2 Installations destinées au stockage des matériaux	154

VI.3.3 Installations destinées à la réparation des engins.....	154
VI.3.4 Installation destinée pour la préfabrication.....	154
VI.4 Travaux de réalisation.....	154
VI.4.1 Implantation des ouvrages sur chantier	154
VI.4.2 Travaux de terrassement	155
VI.4.3 Travaux d'excavation	155
VI.4.4 Travaux secondaires	155
VI.5 Les moyens de chantier	155
VI.6 Planification	156
VI.6.1 Attribution des durées de chaque opération	157
VI.6.2 Délai de construction et programme des travaux	157
VI.6.3 Symboles des différentes opérations	158
VI.6.4 Techniques de la planification.....	158
VI.6.4.1 Méthodes basées sur le réseau.....	159
VI.6.4.2 Méthode du tableau.....	160
VI.6.4.3 Planification avec la méthode de GANTT (méthodes des barres)	161
Conclusion	161
 CONCLUSION GENERALE	 162

LISTE DES FIGURES

Figure I.01	Localisation du site de barrage d'Azib Timizar sur la carte de la Willaya de Béjaia....	2
Figure I.02	Photo de l'axe et de l'Oued du barrage d'Azib Timizar.....	3
Figure I.03	Image satellitaire de l'axe et de l'Oued du barrage d'Azib Timizar.....	3
Figure I.04	Accès au site du barrage d'Azib Timizar.....	4
Figure I.05	Bassin versant du barrage d'Azib Timizar	6
Figure II.01	Extrait de la carte géologique de Bejaia	11
Figure II.02	Carte de micro zonage sismique du territoire national-RPA 2003.....	14
Figure III.01	Délimitation du bassin versant d'Azib Timizar.....	19
Figure III.02	Rectangle équivalent bassin versant d'Azib Timizar.....	21
Figure III.03	Carte hypsométrique du bassin versant d'Azib Timizar.....	22
Figure III.04	Courbe hypsométrique du bassin versant d'Azib Timizar.....	23
Figure III.05	Répartition mensuelle de la température.....	28
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.....	34
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)	45
Figure III.11	Répartition mensuelle des apports 80% de site de barrage.....	46
Figure III.12	Résultats d'ajustement de la série pluviométrique de TAGMA.....	50
Figure III.13	Graphe de la méthode de gradex.....	51
Figure III.14	Hydrogrammes des crues probables en fonction du temps	54
Figure III.15	Courbe hauteur-surface-volume.....	62
Figure III.16	Laminage à travers un barrage.....	69
Figure III.17	Evacuateur à surface libre à entonnement frontal.....	70
Figure III.18	Modélisation de la courbe capacité- hauteur.....	72
Figure III.19	Modélisation de la courbe surface-hauteur.....	72
Figure III.20	Courbe caractéristique du barrage pour b=15 m.....	73
Figure III.21	Hydrogrammes de sorties.....	77
Figure III.22	Le cout de la digue, l'évacuateur et le total du barrage.....	84
Figure IV.01	Schéma général d'un évacuateur latéral à entonnement frontal.....	88
Figure IV.02	Forme du seuil de déversoir : Fan-shaped contraction.....	90
Figure IV.03	Paramètres du profil amont d'un déversoir USBR	91
Figure IV.04	Profil du déversoir et de la nappe déversante (Creager).....	95
Figure IV.05	Paramètres du profil aval d'un déversoir USBR.....	95
Figure IV.06	Forme du seuil et la contraction des murs du chenal d'écoulement.....	98
Figure IV.07	Δz et Δs du convergent.....	98
Figure IV.08	Graphique de la ligne d'eau dans la 1 ^{ère} partie de coursier (1ere variante).....	101
Figure IV.09	Graphique de la ligne d'eau dans la 2 ^{ème} partie de coursier (1ere variante).....	102
Figure IV.10	Schéma de bassin de dissipation USBR type III.....	106
Figure IV.11	Description de l'évacuateur de crue latéral.....	108
Figure IV.12	Profil du déversoir et de la nappe déversante.....	112

Figure IV.13 détail du quadrant amont.....	113
Figure IV.14 Vue en plan du canal latéral (auge de réception) divisé en tranches.....	114
Figure IV.15 Profil en longe du canal latéral (l'auge de réception).....	115
Figure IV.16 Graphique de la ligne d'eau dans le coursier (2eme variante).....	119
Figure IV.17 Schéma de bassin de dissipation USBR type III.....	121
Figure IV.18 Principe et forme du déversoir labyrinthe.....	124
Figure IV.19 Géométrie du déversoir labyrinthe.....	125
Figure IV.20 Dimensions du déversoir labyrinthe.....	126
Figure IV.21 Graphique de la ligne d'eau dans le coursier de la 3eme variante.....	128
Figure IV.22 Auge de dissipation <saut de ski>.....	128
Figure IV.23 dent du dissipateur à auge USBR.....	130
Figure IV.24 Schéma explicatif des longueurs de trajectoire.....	130
Figure IV.25 Bassin plongé de type USBR.....	132
Figure V.01 Répartition des forces horizontales et verticales agissantes sur le déversoir.....	133
Figure V.02 Prédimensionnement du déversoir.....	135
Figure V.03 Epure des sous pressions dynamiques.....	136
Figure V.04 Les forces agissantes sur le déversoir et la semelle.....	138
Figure V.05 Les forces agissantes sur le mus des bojoyers.....	141
Figure V.06 Calcul ferrailage de coursier.....	144
Figure V.07 Diagramme des contraintes de la semelle du mur de bajoyer.....	148
Figure V.08 Diagramme des contraintes de la semelle du déversoir.....	151

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II.1 Stabilité de l'évacuateur de crues - Paramètres géotechniques de la fondation.....	12
Tableau II.2a Accélération des séismes SBE et SMD.....	13
Tableau II.2b Coefficients d'accélération sismique.....	13-14
Tableau II.3 Campagne géotechnique de la 1ere et la 2ème phase de l'étude.....	15
Tableau III.01 Coordonnées de la courbe hypsométrique.....	22
Tableau III.02 Tableau Récapitulatif des temps d concentration.....	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.....	28
Tableau III.6 Station pluviométrique.....	29
Tableau III.7 Répartition des pluies moyennes mensuelles	29
Tableau III.8 Pluies maximales journalières de la station de TAGMA	30-31
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.....	35
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.....	40
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.....	44
Tableau III.20 Répartition mensuelle de l'apport annuel de fréquence 80%.....	45
Tableau III.21 Récapitulatif des débits maxima de crue.....	48
Tableau III.22 Débits de pointe par la méthode GRADEX.....	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.....	53-54
Tableau III.26 Crue de projet recommandée.....	55
Tableau III.27 Choix de la crue de projet.....	56
Tableau III.28 Différentes valeurs de « α ».....	58

Tableau III.29 Les valeurs du volume mort en suspension.....	59
Tableau III.30 Répartition mensuelle de l'apport.....	60
Tableau III.31 Répartition mensuelle des besoins.....	60
Tableau III.32 Courbe topographiques et volumétriques.....	61
Tableau III.33 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm ³).....	64
Tableau III.34 Régularisation saisonnière compte tenu des pertes en (Mm ³).....	66
Tableau III.35 Valeurs de h et les plages de variation en période de crue	70
Tableau III.36 Calcul de la courbe caractéristique du barrage pour b=15 m.....	73
Tableau III.37 Calcul de l'hydrogramme de sortie pour b=15 m.....	74
Tableau III.38 Hydrogramme d'entrée et les hydrogrammes de sorties.....	75-76
Tableau III.39 Tableau récapitulatif des résultats de laminage.....	77
Tableau III.40 Résultats de calcul de la revanche.....	79
Tableau III.41 Résultats de calcul de la largeur en crête.....	80
Tableau III.42 Coût de la digue.....	81
Tableau III.43 Coût de déversoir.....	82
Tableau III.44 Coût de coursier.....	83
Tableau III.45 Coût du canal d'approche.....	83
Tableau III.46 Coût total du barrage.....	84
Tableau III.47 Résultats de l'étude d'optimisation.....	84
Tableau III.48 Tableau récapitulatif de l'étude de la régularisation et du laminage.....	85
Tableau IV.01 Valeurs des paramètres K et n.....	91
Tableau IV.02 Paramètres et coordonnées des point A, B et C	93
Tableau IV.03 Calcul du profil Creager du déversoir (parement aval)	94
Tableau IV.04 Vitesse et profondeur au pied aval de déversoir.....	99
Tableau IV.05 Calcul de ligne d'eau dans la 1 ^{ère} partie du coursier (1ere variante).....	101
Tableau IV.06 Calcul de ligne d'eau dans la 2 ^{ème} partir du coursier (1ere variante).....	102
Tableau IV.07 Hauteur des murs bajoyers dans la 1 ^{ère} partie du coursier (1ere variante).....	103
Tableau IV.08 Hauteur des murs bajoyers dans la 2 ^{ème} partie du coursier (1ere variante)	103
Tableau IV.09 Vérification de phénomène d'aération dans la 1 ^{ère} partie du coursier (1ere variante).....	104
Tableau IV.10 Vérification de phénomène d'aération dans la 2 ^{ème} partie du coursier (1ere variante).....	104
Tableau IV.11 Choix du type de bassin de dissipation selon l'USBR.....	105
Tableau IV.12 Dimensions des dents défectives.....	106

Tableau IV.13 Dimensions des blocs de chicane.....	107
Tableau IV.14 Calcul du profil Creager du déversoir (parement aval).....	111
Tableau IV.15 Les origines O pour les rayons R_i	113
Tableau IV.16 Calcul de la ligne d'eau dans la première tranche $x=80$ à 89 m.....	114
Tableau IV.17 Tableau récapitulatif des côtes de la ligne d'eau et d'auge.....	115
Tableau IV.18 Calcul de ligne d'eau dans le coursier (2ème variante).....	118
Tableau IV.19 Hauteur des murs bajoyers dans le coursier(2ème variante).....	119
Tableau IV.20 Vérification de phénomène d'aération dans le coursier (2ème variante).....	120
Tableau IV.21 Choix du type de bassin de dissipation selon l'USBR.....	120
Tableau IV.22 Dimensions des dents défectrices.....	122
Tableau IV.23 Dimensions des blocs de chicane.....	122
Tableau IV.24 Calcul de ligne d'eau dans le coursier (3ème variante).....	127
Tableau V.01 Calcul des sous pressions par la méthode de Bligh.....	136
Tableau VI.01 Symboles des opérations.....	158
Tableau VI.02 Les paramètres du réseau à nœuds	159
Tableau VI.03 Détermination du chemin critique par la méthode du tableau	160

INTRODUCTION GENERALE

L'eau est la source de toute vie, et sa mobilisation devient une nécessité pour satisfaire les besoins des agglomérations en eau. La wilaya de Béjaia située au nord de l'Algérie, enregistre une des plus importantes pluviométries dans le pays, dépassant les 1000 mm par an. L'alimentation en potable est assurée à 30% par les eaux souterraines, et le complément est fourni par les eaux superficielles provenant du barrage de Tichi Haf. L'Etude des besoins en eau a montré un déficit des ressources vu la croissance exponentielle de la population, qui a engendré une forte demande en eau. Pour faire face à ce problème, la direction des ressources en eau de la wilaya de Béjaia a recommandé la réalisation du barrage d'Azib Timizar sur oued Flidou.

Le barrage, avec un apport moyen annuel de 21 Hm³ et une retenue de 17 Hm³, permettra de régler le problème d'alimentation en eau potable et d'irrigation de la zone côtière Ouest à savoir Toudja, Beni Ksila, Taourirt Ighil, Tifra et Adekar.

Un barrage nécessite la construction d'un ouvrage annexe qui permet d'évacuer les crues, dit évacuateur de crues, son rôle est d'assurer le passage des crues exceptionnelles dans des conditions favorables à la sécurité du barrage et du son aval. Il existe plusieurs types d'évacuateurs, selon le type d'écoulement, d'entonnement, et le type de la digue. L'objectif de ce travail est d'étudier les différentes variantes de l'évacuateur de crues adéquates pour permettre le passage des crues à travers le barrage d'Azib Timizar, en contrôlant les côtes maximales atteintes par le barrage et assurer la sécurité des biens et des personnes habitant à l'aval, et vérifier sa faisabilité du point de vue génie civil.

Avant d'entamer l'étude, nous commençons par la présentation du site, suivi par une étude géologique et géotechnique (vu le manque de données nécessaire), le chapitre suivant est l'étude hydrologique, afin de déterminer toutes les caractéristiques hydrologiques du site, notamment le volume utile, les débits de crues pour les différentes périodes de retour et le débit de dimensionnement, et la largeur optimale du déversoir. Ensuite nous étudions en détails trois variantes de l'évacuateur, qui sont : évacuateur latéral à entonnement frontal, évacuateur latéral à entonnement latéral, évacuateur avec déversoir labyrinthe et dissipateur en saut de ski. Après avoir choisi la variante optimale, nous consacrons un chapitre pour l'étude génie civil de cette variante, et enfin nous terminons par une étude d'organisation des travaux de chantier.

Introduction

Avant l'étude d'un aménagement hydraulique, il est primordial d'avoir une bonne connaissance de la zone, afin de faciliter plusieurs tâches, 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 futur barrage.

I.1 Description du site du barrage

Le barrage Azib Timizar sur l'oued Flidoun est situé exactement à la frontière de trois communes : Adekar, Taourirt Ighil et Beni Ksila dans la Wilaya de Béjaïa à l'Est de l'Algérie (Fig. I.1), et plus précisément aux frontières entre Adekar et Beni Ksila.

La localité la plus proche est Taourirt Ighil.

Il est implanté juste à l'aval de la confluence de l'Oued Flidoun avec l'oued Mechnouâa, important affluent en rive gauche.

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.

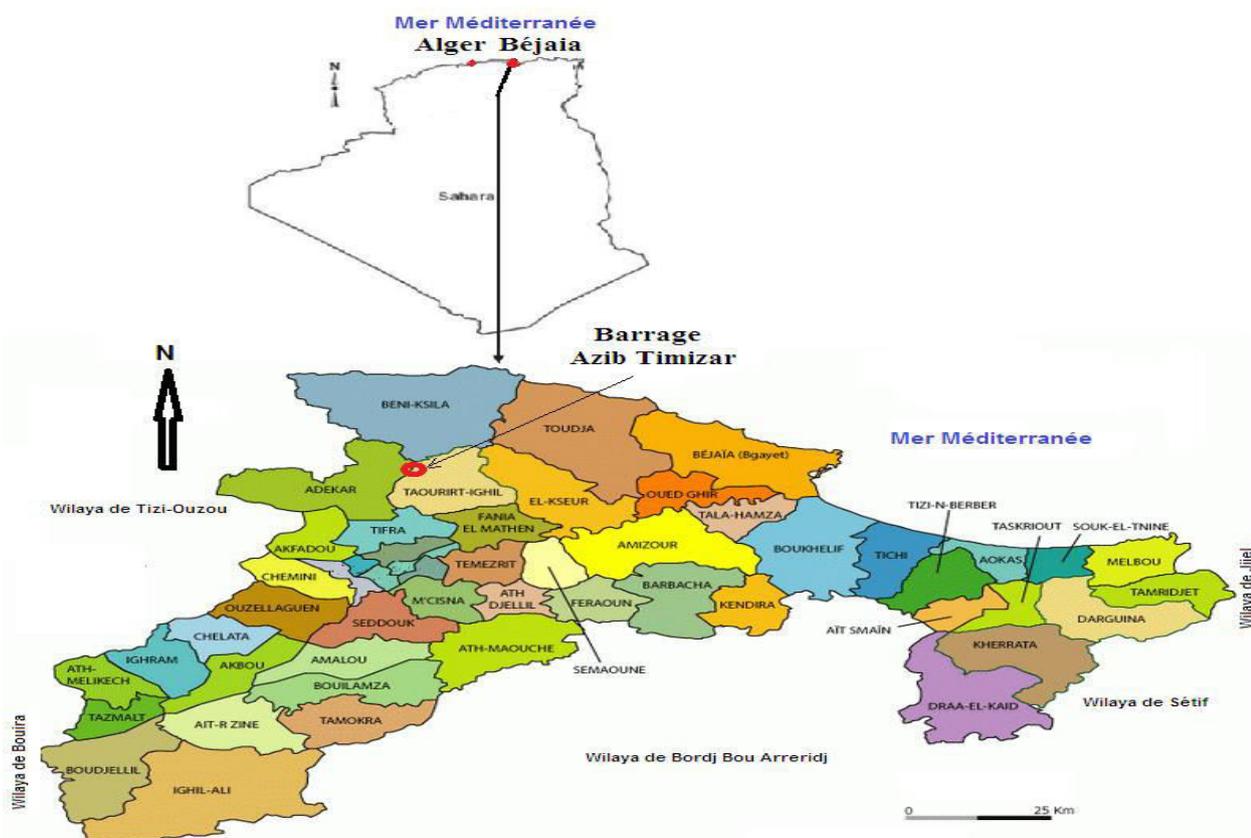


Figure I.1 Localisation du site de barrage d'Azib Timizar sur la carte de la Wilaya de Béjaïa

I.2 Situation géographique et accès au site du barrage

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

X = 652 450 m

Y = 4 069 250 m

Et les coordonnées Lambert sont les suivantes :

Latitude (Degrés) : 36°45'34,73''N

Longitude (Degrés) : 4°42'24,50''E

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

Les Photos représentent l'axe et l'Oued du barrage d'Azib Timizar.



Figure I.2 Photo de l'axe et de l'Oued du barrage d'Azib Timizar

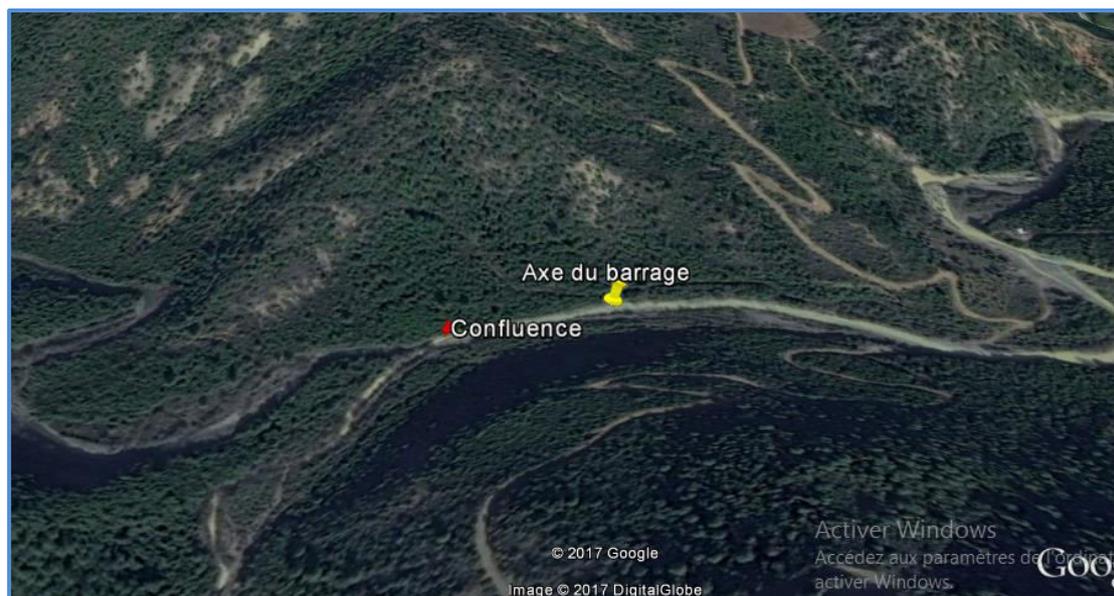


Figure I.3 Image satellitaire de l'axe et de l'Oued du barrage d'Azib Timizar [Source : Gool Earth]

L'accès au site du futur barrage se fait soit de la partie Sud, soit de la partie Nord respectivement (Fig I.4) :

- Depuis la RN 12 (Bejaia-Tizi Ouzou) à environ 1,5 km à l'Est d'Adekar, en prenant la route W34 reliant Adekar au village d'Ait Maamar en passant par Tizi – El Karn et Ait Idir (le site est à 11 km environ de la ville d'Adekar), ou en prenant la route W14.
- Depuis la RN 24 (Bejaia-Alger) à environ 6 km à l'Est de Beni Ksila, en prenant la route W43 vers Ighzer Abbas en passant par les villages d'Ait Mendil, Djebila, et Souk EsSebt.

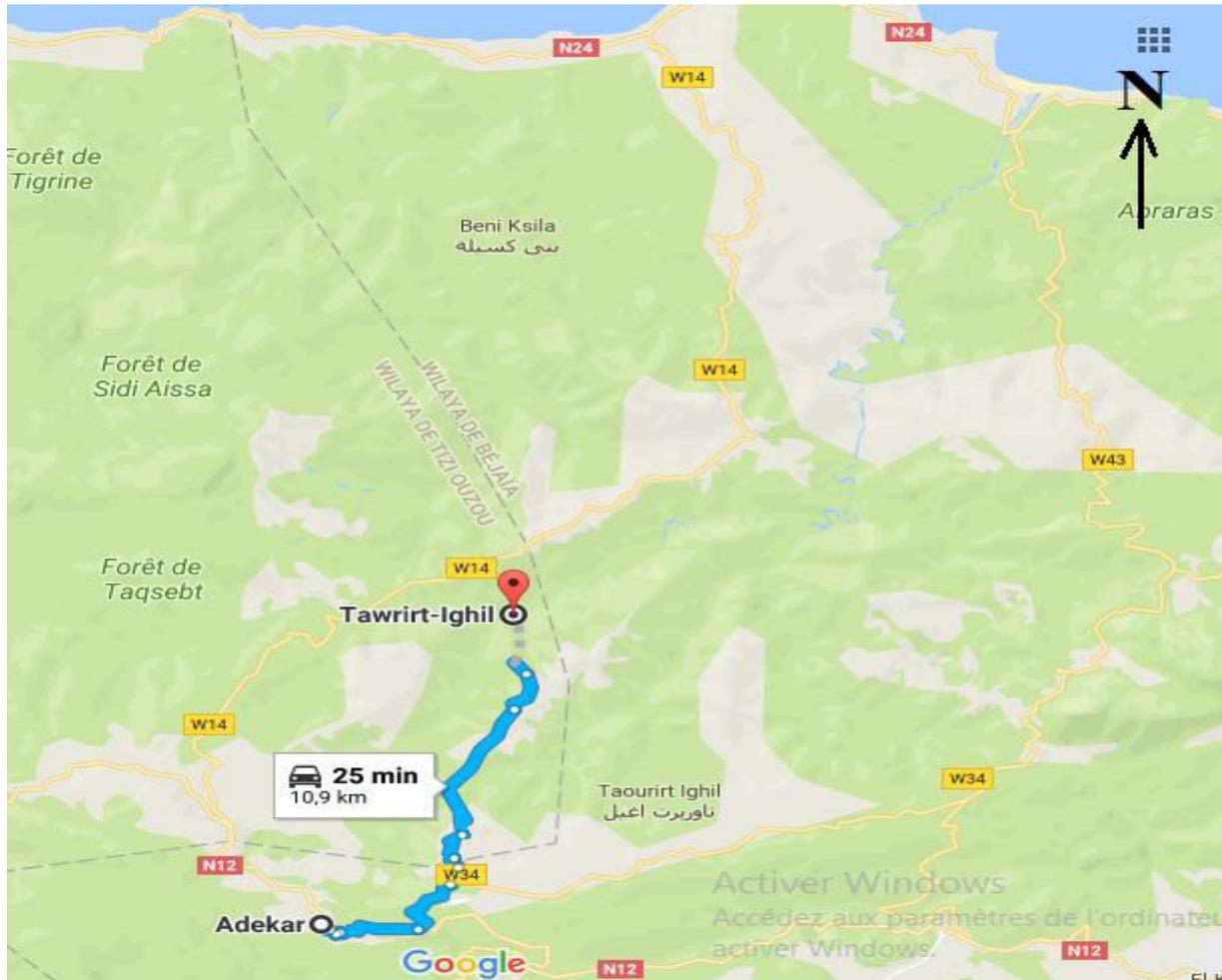


Figure I.4 Accès au site du barrage d'Azib Timizar (Source : Google Map).

I.3. Topographie :

Le site du barrage se trouve dans une gorge relativement étroite, les versants ont des grandes pentes.

Des levés topographiques du site au 1/1000e et de la cuvette au 1/5000e ont été exécutés par le bureau topographique GEOCAT en Aout 2005. Le rattachement a été fait au nivellement général de l'Algérie (NGA) et aux coordonnées UTM Nord Algérie fuseau31. L'axe du barrage est localisé sur la carte topographique au 1/25000e de Djebila (Feuille NJ-31-V-23 Est).

I.4 Situation hydrographique du site du barrage d'Azib Timizar

Le bassin versant d'Azib Timizar appartient au bassin principal 'Algérois-Hodna-Soummam', à la limite Nord – Est de ce dernier (Fig.I.5). Le Bassin versant d'Azib Timizar peut être divisé en deux sous-bassins :

- Sous - bassin Oued Mechnouâa : représente toute la partie Nord-Ouest du BV; il est drainé par l'Oued Mechnouâa, qui prend ses ressources à partir du col de Taghdine (984 m) sur la partie Sud de la forêt de Takssbet (Commune de Zekri – W. de Tizi Ouzou).
- Sous - bassin Oued Flidoun : concerne surtout la partie Sud Est du BV ; il est drainé par l'Oued Flidoun, il prend ses sources de Djebel Toukra (1465 m), et représente les limite Nord de la grande forêt d'Akfadou (commune d'Akfadou- W. de Bejaia).

I.4.1 Oued Mechnouâa

C'est à partir du col de Taghdine (984 m), que les torrents qui forment l'Oued Mechnouâa prennent leur source ; le torrent (Ighzer) Izoughmanene qui coule (2,5 Km) du Sud vers le Nord traversant la forêt de Taksbet et change sa direction vers l'Est, avant de confluer dans l'Oued Zegarmoule. Ce dernier prend sa source de la partie Est du col de Taghdine (984 m) pas loin de la RN 12, en passant par le village Thighzerthe et en traversant la forêt de Mzala en direction du Nord. Le torrent Izoughmanene reçoit Ighzer Zegarmoule, suis son parcours vers l'Est et reçoit d'autres torrents : côté Nord les ravins de Dj Taksbet et côté Sud Ighzer Bou M'chick.

Le torrent Izoughmanene change de nom et devient Oued Ikhatabene : c'est un cours d'eau plus large, avec une forme sinueuse remarquable, reçoit le torrent Alma Madkour qui prend source à côté du village d'Ighil Bouali Ali. Oued Ikhatabene suit son parcours en direction de l'Est, et devient l'Oued Mechnoua qui reçoit certains ravins du Sud et du Nord avant de confluer dans l'Oued Flidoun.

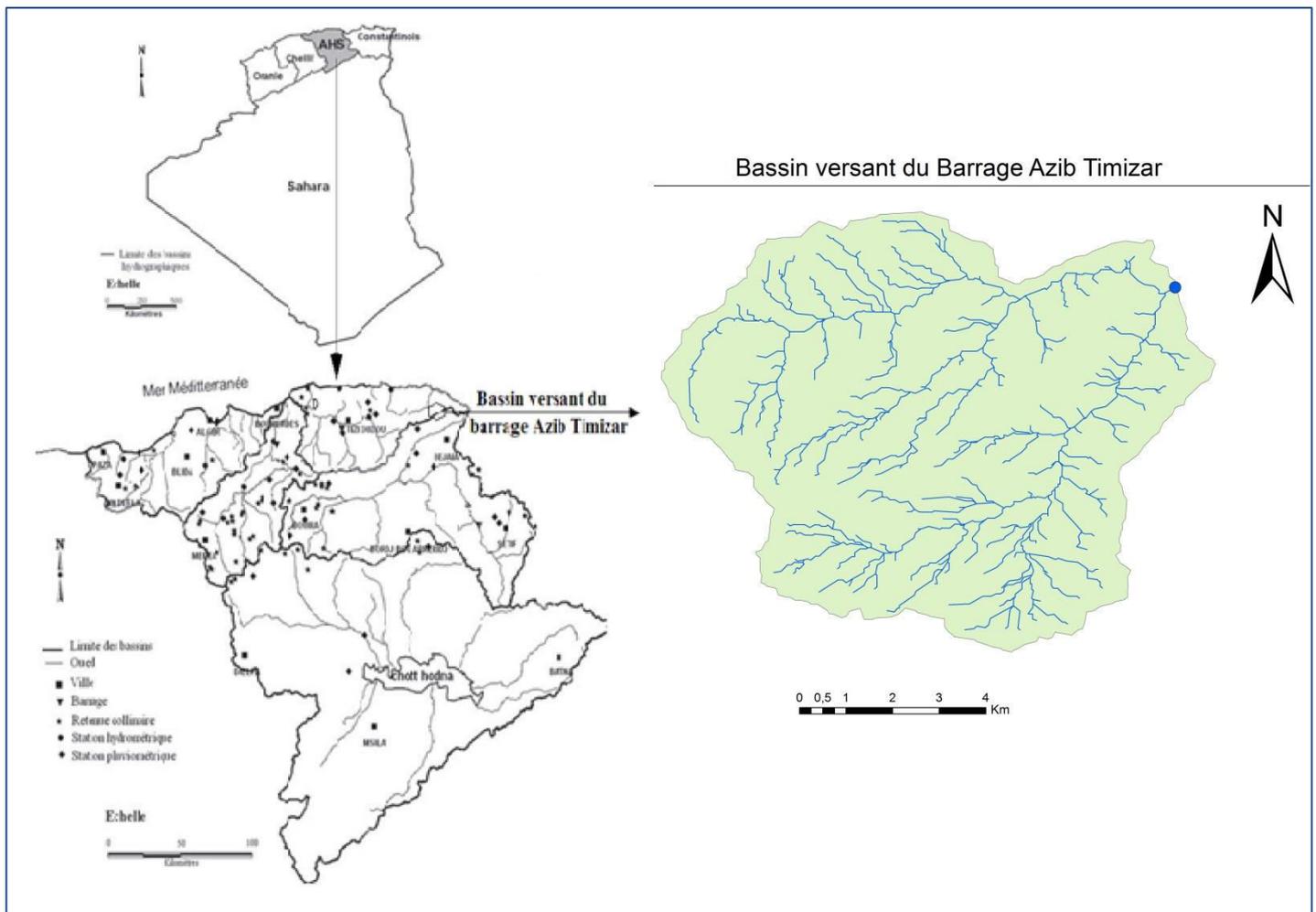


Figure I.5 Bassin versant du barrage d'Azib Timizar

I.4.2 Oued Flidou

C'est de la forêt d'Akfadou (Dj Toukra 1465 m) au Sud- Sud-Ouest du BV que viennent les 1^{er} ravins qui alimentent l'Oued Flidou ; ces ravins coulent en direction du Nord - Est avant de se transformer en torrent Ighzer Toussel pas loin de village de Kerbouche. Du côté Sud on trouve Ighzer Bounahale qui prend sa source des monts de la commune d'Adekar, traverse les collines avant de confluer dans Ighzer Toussel, le nouveau torrent suit son parcours vers le sud reçoit certains ravin et devient Acif Flidou.

Ce dernier reçoit finalement l'Oued Mechnoua, exactement au niveau du site proposé pour l'implantation du futur barrage.

A partir de l'axe du barrage, l'Oued Flidou s'élargit peu à peu avec une sinuosité marquée, il reçoit d'autres cours d'eau avant de devenir l'Oued Daas qui se jette sur la mer à environ 30 Km à l'Ouest de la ville de Bejaia.

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons présenté le site du barrage d'Azib Timizar en présentant des données géographiques ainsi que son accès.

Introduction

Les études géologiques et géotechniques d'un site de barrage ont une grande importance dans le stade de la conception. Elles ont pour but de définir la nature, les caractéristiques mécaniques et hydrodynamiques des sols, ainsi que la sismicité de la région. Elles permettent de donner des renseignements précis sur :

- L'étanchéité des fondations ;
- L'étanchéité de la cuvette de la retenue ;
- L'existence des eaux souterraines très apparentées et des remontées de nappe au niveau de l'axe du barrage.

Des études seront pour connaître aussi complètement que possible la nature géologique des terrains du bassin versant, de la cuvette, de la zone d'implantation du barrage et de la zone d'emprunt.

Les résultats de ces études nous serviront au calcul de stabilité des différents ouvrages, de vérification des tassements et des infiltrations.

II.1 Contexte géologique

II.1.1 Géologie régionale

La carte géologique de la wilaya de Béjaia (Fig.II.1) montre un pays très accidenté à régions nationales bien distinctes, en relation étroite avec la constitution lithologique des terrains. La partie centrale est occupée par la ligne orographique directrice Arbalou-Gouraya, prolongement de la chaîne Djurdjura-Akfadou, relief remarquable qui domine tout le pays de Toudja à Bougie. L'imposant massif calcaire du Djebel Arbalou (1.317 m), avec ses falaises aux parois abruptes et sauvages difficilement accessibles, s'abaisse progressivement et se poursuit, presque sans interruption vers le N.N.E., par une série squelettique de crêtes ou pitons. Kef-ou- Barrés (585m), Tadrant (585m), Issoumar et Iril-N'Nabout (344m).

A partir de ce point, la chaîne calcaire subit une remarquable torsion presque perpendiculaire, avec incurvation accentuée vers l'E.S.E., pour dessiner les reliefs de l'Adrar –ou Farnou (448 m), et du Gouraya de Bougie (660 m). avec ensellement au M'Sid-el-Bab, et en noyade aux Aiguades (Cap-Bouack, Cap-Noir, Cap-Carbon). De part et d'autre de cette ligne de crête, empruntée en partie par la route de Bougie –Toudja, se montre un pays mamelonné, dénudé ou entrecoupé de ravins profonds à pentes abruptes, de parcours et d'accès difficiles, drainé au nord par les oueds Mard. Saket et les Irzers Oumadène et Zieberbour, tandis qu'au Sud, l'Oued Soummam a pour principal affluent l'oued R'hir, et reçoit les eaux des ravins à régime torrentiel de sa rive droite. Les régions planes, très restreintes sont limitées aux terrasses de l'oued Soummam et à la plaine de Bougie. Du point de vue stratigraphique, l'ensemble des dépôts est d'âge quaternaire, on trouve par conséquent les formations suivant (Fig.II.1) :

Alluvions actuelles (A) : Cônes torrentiels, dépôts limoneux des crues de l'oued Soummam.

Dunes marines (A_d) : non consolidées.

Alluvions marécageuses (a³) : des oueds et de la plaine de bougie.

Alluvions récentes (a^2) : basses terrasses des oueds et dépôts limoneux de la plaine de bougie.

Cône de déjections et d'éboulis (q_a).

Alluvions anciennes (q^1) (niveau inférieur) : dépôts caillouteux ou limoneux de terrasses d'oueds, de 10 à 20 m. d'altitude, éboulis de pentes et terres de remplissage de fond de cuvette (Gouraya).

Terrasse marine (q_m^1) (niveau inférieur Monastirien), 10-12 m, variable par affaissements. Sables et grés plus ou moins grossiers, généralement bruns ou rouges, avec *Strombus bubonius*, témoin de faune chaude.

Alluvions anciennes (q) (niveau moyen) : terrasses caillouteuses ou limoneuses, d'altitudes relatives de 30-40 m, dominant les vallées avec lesquelles elles sont en rapport.

Terrasse marine (q'') (niveau moyen Tyrrhénien) : Plages ayant remanié les éboulis de pentes, à l'ouest et au nord du Gouraya.

Alluvions anciennes (q) (niveau supérieur), témoins de terrasses d'altitudes relatives au-dessus de 50 m.

Eboulis à peine consolidés (a) de calcaires liasiques ou de grés numidiens, cachant parfois le substratum.

Eboulis de pentes consolidés (q_a^2) : conglomérats durs, cimentés, éléments parfois volumineux, repris par l'hydrographie actuelle remaniés par les différentes plages marines du Quaternaire.

Les massifs côtiers de la région de Beni Ksila-Toudja sont constitués de terrains allochtones créacés de type flyschs, recouverts dans leur partie septentrionale par le Numidien argilogréseux, lui-même allochtone. Ces flyschs essentiellement massyliens sont en position nordkabylo par rapport à la chaîne calcaire du Djurdjura. Des massifs élevés (Djebel Arbalou, Yemma Gouraya) constitués de terrains calcaires, jurassiques, relativement peu déplacés, affleurent au nord, dans ce complexe allochtone. L'accident le plus important de la région est la faille de Toudja, de direction NE-SW, qui cisaille la terminaison orientale du Djebel Arbalou et la terminaison nord-occidentale de l'anticlinal de Gouraya.

La zone autour du site du barrage est située à la confluence de l'oued Flidoun et de l'oued Machnouâa à l'intérieur de la Grande Kabylie représentée surtout par les formations de flysch de la période du Crétacé-Oligocène avec une tectonique très complexe.

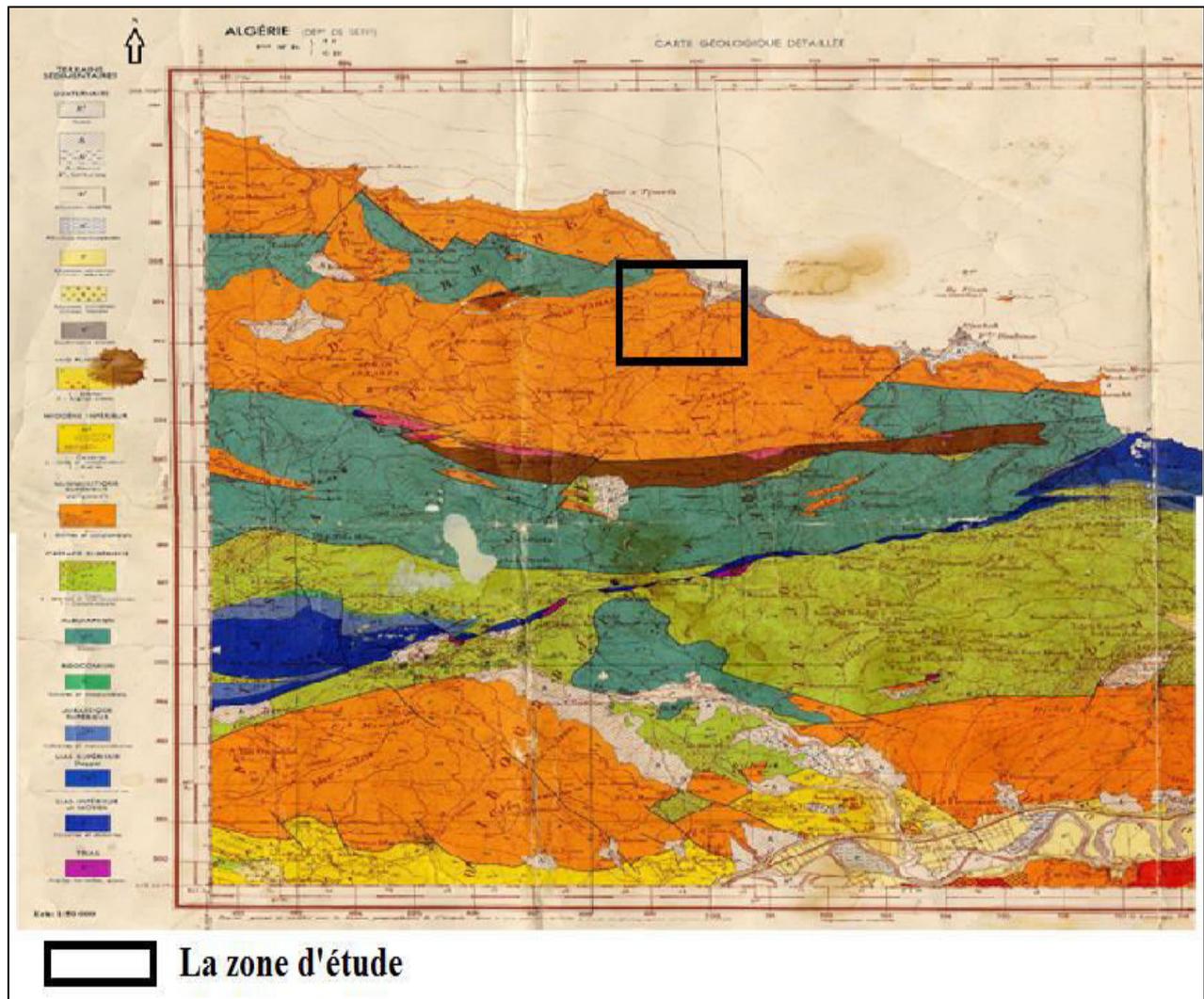


Figure II.1 Extrait de la carte géologique de Bejaia (Ech :1/50 000)

II.1.2 Géologie du bassin versant

La région de la Grande Kabylie est représentée par les formations allochtones de flysch du Crétacé-Oligocène recouverts dans leur partie septentrionale par le Numidien argilo-gréseux lui-même allochtone.

II.1.3 Géologie de la cuvette

On trouve des Flysch Massylien Crétacé dont on distingue deux unités : l'unité supérieure et l'unité inférieure, avec une couverture de colluvions gréséo-pélimitiques et d'alluvions.

La nature gréséo-pélimitique qui forme la majeure partie des versants est assez érodable ; ce qui a favorisé une accumulation systématique de colluvions argilo-graveleuses, de quelques mètres d'épaisseur, au bas de ces versants. La formation la plus exposée à l'érosion est l'unité supérieure du flysch, du fait de sa faible résistance héritée de la tectonique complexe.

Cependant, malgré la raideur des pentes, les versants sont assez réguliers, hormis quelques arrachements qui se produisent sur les berges immédiates des deux cours d'eau.

De plus, la complexité géologique de la cuvette du barrage est accentuée par la présence d'une végétation dense et des recouvrements superficiels qui masquent une grande partie des flyschs sub-affleurants.

II.1.4 Géologie du site

Formations superficielles du Quaternaire constituées de colluvions grésopélitiques et de terrasses alluviales ; surmontant l'unité supérieure du flysch Massylien sur les rives et reposant sur l'unité inférieure du flysch Massylien.

Dans cette partie, on s'intéresse la coupe géologique établi par le bureau d'étude, de la rive droite (emplacement de l'évacuateur de crue).

La coupe géologique le long de l'axe de l'évacuateur de crues en rive droite, montre, de part et d'autre de l'axe du barrage, une couverture colluviale de l'ordre de 3m à 12m, surmontant l'unité supérieure de flysch, d'épaisseur variant entre 3-4m et 18-19m à peu près, en contact anormal au-dessus de l'unité inférieure du flysch, qui affleure un peu plus loin en amont et en aval du barrage.

Le seuil frontal et le coursier de l'évacuateur sont fondés pour la majorité dans l'unité supérieure du flysch Massylien qui est altérée. La couverture colluviale le long du seuil et du coursier atteint un maximum de 12 m. Cette couverture colluviale diminue progressivement vers l'aval. Le bassin de dissipation est fondé dans l'unité inférieure du flysch Massylien.

II.2 Etude géotechnique

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

III.2.1 Echelle de la cuvette

L'étude de l'étanchéité de la cuvette sera surtout basée sur la détermination du degré de perméabilité des terrains. Si leur imperméabilité est insuffisante, il est nécessaire de faire des essais in situ pour tous les types de sols et, comme des analyses granulométriques et des essais de perméabilité in situ et en laboratoire pour les sols des fonds de cuvette afin de déterminer leur degré de perméabilité. Ces essais permettent de déterminer les coefficients de perméabilité pour évaluer l'ampleur des fuites possibles vis-à-vis des débits d'alimentation de la cuvette et à définir les travaux d'étanchéisations à envisager. Ces fuites sont dues à des assises perméables ou des accidents tectoniques (failles, fracture) de la retenue.

II.2.1.1 Travaux d'étanchéisation

Ces travaux sont nécessaires dans le cas où le fonds de la cuvette a un coefficient de perméabilité supérieur à 10^{-4} cm/s (10^{-6} cm/s) sur une épaisseur de 0.50 m au minimum. Divers travaux d'étanchéisation peuvent être adoptés :

a) pour la couche superficielle, formée de matériaux à granulométrie assez étendue avec au moins 3 à 4% d'éléments fins de diamètre inférieur à 0.05 m, on peut faire des

travaux de scarification et de compactage pour diminuer la perméabilité à des valeurs acceptables.

b) Pour la cuvette présentant des parties affleurées de sable et gravier, un apport d'argile compacte de 0.50 m d'épaisseur est nécessaire.

On peut s'attendre à un phénomène d'auto colmatage, dû aux apports des sédiments des fonds de la cuvette après quelques années d'exploitation.

En bref, dans le cas de barrage en terre, la cuvette doit être aussi imperméable que possible et ne doit présenter aucun caractère de perméabilité en grand.

III.2.2 Echelle du site

Les propriétés mécaniques de la fondation sont obtenues à partir de l'interprétation des essais de laboratoire effectués durant les deux phases d'investigation de l'étude. Tableau suivant résume les paramètres géotechniques retenus pour les calculs :

Tableau II.1 Stabilité de l'évacuateur de crues - Paramètres géotechniques de la fondation

Matériaux	Alluvions	Colluvions	Flysch Supérieur	Flysch Inférieur
Densité apparente (KN/m ³)	21,0	21,7	26,4	26,1
Cohésion non drainée (kPa)	0	50	105	142
Angle de Frottement non-drainé (°)	30	10	15,5	19,2

Les analyses de stabilité ont été effectuées à l'aide du logiciel « SLOPE/W » de GeoStudio par le bureau d'étude. Les analyses de stabilité pour les différentes sections de l'évacuateur de crues, le long du seuil, du coursier, et du bassin de dissipation, ont montré la nécessité d'adopter des pentes de 1H : 1V dans le coursier dans le cas extrême et pour une charge déversante 6 m.

Pour les barrages en terre, comme pour les barrages en béton, la connaissance exacte des matériaux sur les quels sera construit l'ouvrage est absolument indispensable. Pour cela, on doit apporter le plus de soins possibles à l'étude des fondations car elle a une influence sur le choix du type et du profil du barrage à adopter et de prévoir les dispositifs spéciaux appropriés tels que : tapis filtrants, ...

Un des avantages bien connus des barrages en terre est leur facilité d'adaptation aux différents types de sols de fondations, il suffit alors vérifier par quelques sondages la nature des fondations afin de vérifier qu'elles ne comportent pas trop près de la surface, de couches compressibles.

Pour les petites retenues, on utilisera le sondage à la tarière. Dès que la hauteur des ouvrages dépasse 5 à 6 m, il est nécessaire de prévoir la visite sur place d'un géologue qui peut fournir une définition précise de la structure des terrains formant la fondation de l'ouvrage.

En ce qui concerne les infiltrations à travers les fondations d'un barrage en terre, elles peuvent entraîner un danger de sous pressions et de renards. Ce sont les sols formés d'alluvions perméables qui sont favorables à la formation des renards. Il y a donc risque de destruction totale de l'ouvrage.

Ainsi, pour les sols de fondation, l'interprétation des données issues sur des études géologiques et géotechniques est très importante.

Pour l'étude des fondations, deux points sont à considérer :

- Stabilité (détermination des caractéristiques mécaniques) ;
- Etanchéité (calcul du coefficient de perméabilité).

II.2.1.1 Cas de fondations rocheuses

Pour les fondations rocheuses, il est nécessaire de déterminer l'épaisseur des couches altérées et de détecter les fissures ou les failles. Pour ce type de fondations, le barrage en béton est généralement le plus choisi, mais en cas d'un barrage en terre, la liaison terre roche nécessite des études appropriées est à surveiller de près.

II.2.2.1 Cas de fondations meubles

L'étude des fondations meubles se portera sur les points suivants :

- Définition de la structure des couches de terrains de fondation ;
- Détermination de leurs caractéristiques mécaniques et hydrodynamiques.

Les barrages fondés sur les alluvions sont en général des barrages en enrochements.

Les barrages en terre sont souvent implantés dans des vallées recouvertes d'une importante couches d'alluvions.

La connaissance des caractéristiques mécaniques et hydrodynamiques des couches de fondation permet de voir si les assises sont capables de supporter les efforts de cisaillement qui s'y développent du fait du poids de la digue et si elles ont une imperméabilité suffisante pour éviter des fuites importantes et, ne présentent pas trop de tassement.

La détermination des caractéristiques mécaniques et hydrodynamique sera faite en laboratoire sur échantillons, prélevés jusqu'à une profondeur à peu près égale au $\frac{1}{4}$ ou $\frac{1}{3}$ de la hauteur du barrage dans sondages, des tranchées ou dans des puits creusés suivant l'axe de la digue, a défaut on doit recourir à des sondages.

III.2.3 Travaux d'identification

II.2.3.1 Essais in situ

a) Travaux de reconnaissance effectués

Dans le cadre de l'étude de faisabilité, une première investigation géotechnique a été réalisée dans le secteur du site du barrage projeté, par la société GEOTECNA PROGETTI SA entre novembre 1999 et mars 2000. L'implantation des sondages réalisés coïncide plus précisément avec l'emplacement de la variante aval de l'axe du barrage.

L'investigation géotechnique de la Première Phase de l'étude a été réalisée par la société SGEOMIN entre mai et juillet 2005.

L'investigation géotechnique de la Deuxième Phase a été réalisée par la société SIFOR entre octobre et décembre 2006.

Tableau II.3 Campagne géotechnique de la 1ère et la 2ème phase de l'étude

Campagne géotechnique de la première phase de l'étude	Campagne géotechnique de la deuxième phase de l'étude
<ul style="list-style-type: none"> ➤ 7 forages de reconnaissances (sondages carottés) ➤ 3 puits ➤ 2 tranchées ➤ 55 essais de perméabilité, de type Lefranc ou Lugeon ➤ Des piézomètres au droit des sondages 	<ul style="list-style-type: none"> ➤ 6 sondages carottés de reconnaissance ➤ 3 sondages pressiométriques ➤ Des tubes piézométriques ont été installés dans les sondages de reconnaissance ➤ 41 essais de perméabilité Lugeon ou Lefranc

b) Perméabilité de la fondation :

Le substratum pélitique a été investigué avec des essais de perméabilité à plusieurs profondeurs des sondages, au cours de l'investigation de la phase 1 et de la phase 2 de l'étude.

-Essais Lugeon

Les résultats des essais Lugeon effectués dans les flyschs se résument comme suit :

- Pour la rive gauche, à part une seule exception à 34-39 m approximativement, les valeurs Lugeon tombent toutes à moins de 5 unités Lugeon à partir d'une profondeur de 31 m. On peut donc considérer que la rive gauche est de faible perméabilité à partir de 31 m approximativement. Toutefois, le voile d'injection pourrait être prolongé jusqu'à 40 m de profondeur en rive gauche, pour être du côté de la sécurité.
- La rive droite peut être considérée de faible perméabilité (perméabilité Lugeon inférieure à 5) à partir d'une profondeur approximative de 31 m, à part les passages gréseux, calcaireux, sableux, terreux, ou bien très fragmentés. Ces passages semblent être fréquents dans cette rive, même à de profondeurs élevées, et donc il vaut mieux prévoir un voile d'étanchéité relativement plus profond que dans les autres endroits (rive gauche et fond de l'oued). Une profondeur de 50 m pourrait être suggérée.
- Au fond de l'oued, le substratum de faible perméabilité commence à 23 m approximativement, à part une exception légèrement supérieure à 5 unités Lugeon autour de 32-36,8 m de profondeur. Ainsi, comme pour la rive gauche, le voile d'injection pourrait être prolongé jusqu'à 35-38 m de profondeur, pour être du côté de la sécurité.

-Essais Lefranc

Pour les colluvions, onze essais Lefranc ont été réalisés, pour des profondeurs allant de 3m jusqu'à 9m. Les perméabilités obtenues varient de $4,86 \cdot 10^{-4}$ cm/s à $7,84 \cdot 10^{-2}$ cm/s, avec une moyenne de 0,01 cm/s, et la perméabilité augmente avec la profondeur, dénotant la perméabilité à caractère variable des colluvions.

Pour les alluvions, huit essais Lefranc ont été réalisés, pour des profondeurs allant de 3m jusqu'à 15m. Les perméabilités obtenues varient entre $4,86 \times 10^{-4}$ cm/s et 2,70 cm/s, avec une moyenne de 0,41 cm/s. La perméabilité a tendance à diminuer avec la profondeur, avec une grande variabilité dans les horizons supérieurs.

Pour l'unité supérieure de flysch, six essais Lefranc ont été réalisés, pour des profondeurs allant de 9m jusqu'à 12m. Les perméabilités obtenues varient entre $5,72 \times 10^{-4}$ cm/s et $1,65 \times 10^{-3}$ cm/s, avec une moyenne de $8,50 \times 10^{-4}$ cm/s. L'unité supérieure du flysch est donc caractérisée par une perméabilité moyenne. La perméabilité est variable avec la profondeur et ne paraît pas diminuer avec celle-ci.

Pour l'unité inférieure de flysch, huit essais Lefranc ont été réalisés, pour des profondeurs allant de 6m jusqu'à 32m. Les perméabilités obtenues varient entre $7,48 \times 10^{-4}$ cm/s et 0,46 cm/s, cette dernière valeur étant accidentelle, avec une moyenne de $1,31 \times 10^{-2}$ cm/s si on exclut la valeur accidentelle. Donc l'unité inférieure du flysch est caractérisée par une perméabilité moyenne et variable avec la profondeur.

-Essais de Percolation

Trois essais de percolation ont été effectués dans l'unité supérieure du flysch, deux en rive gauche (puits PT6 et PT7), et un essai en rive droite (puits PT4).

Les taux de percolation obtenus sont proches et varient entre 0,187006 m³/m²/hr et 0,207527 m³/m²/hr, avec une moyenne de 0,195796 m³/m²/hr. Ce qui est équivalent à une perméabilité moyenne exprimée en cm/s égale à $5,44 \times 10^{-3}$ cm/s. Ces valeurs indiquent que l'unité supérieure du flysch est modérément perméable.

c) Voile d'Étanchéité et Galerie d'Injection

Les colluvions superficielles seront excavées jusqu'à une profondeur de 3 m sous l'emprise du barrage. Sous le noyau, une parafouille-clé est excavée pour traverser la couche de colluvions restante et finalement encastrer la galerie d'injection dans le flysch. Afin d'intercepter les horizons perméables en profondeur, un écran d'étanchéité est prévu dans la fondation jusqu'au niveau caractérisé de faible perméabilité en vue de réduire le volume d'infiltration sous le barrage en phase d'exploitation. De plus, une injection de consolidation (injections de peau) devrait être entreprise de part et d'autre de la galerie d'injection, afin de consolider le flysch altéré en contact avec le noyau du barrage constitué de remblai argileux, et améliorer en même temps son étanchéité.

Le batardeau amont aura aussi besoin d'un écran d'étanchéité pour protéger les travaux principaux et pour réduire les infiltrations d'eau à travers les colluvions / alluvions pour la construction de l'écran d'étanchéité principal. Concernant les travaux d'excavation de la galerie d'injection, les pentes de l'excavation seront protégées par du béton projeté, et le fond de l'excavation par une couche de béton de propreté. Les blocs instables nécessiteront une stabilisation par des boulons.

II.2.3.2 Essais au laboratoire

Les échantillons de carottes prélevées des sondages ont été soumis à des essais de laboratoire (essais d'identification, physiques, mécaniques et chimiques).

Caractéristiques physique :

Couverture colluviale et alluviale :

Couverture colluviale :

- Les limites de liquidité des colluvions sont comprises entre 27,4 et 48,6%, avec une moyenne de 38,7%.

- Les indices de plasticité des colluvions varient entre 10,7 et 25,4%, avec une moyenne de 17,8%.
- L'indice de consistance varie entre 0,7% et 1,9%, avec une moyenne de 1,5%.
- La teneur en eau des colluvions varie entre 1,63 et 18,80%, avec une moyenne de 8,93%.
- La densité apparente déterminée pour un échantillon est de 2,17 g/cm³.
- La densité sèche déterminée pour un échantillon est de 2,03 g/cm³.

Couverture alluviale :

La teneur en eau des alluvions varie entre 0,22% et 10,44%, avec une moyenne de 3,77%.

- La densité apparente varie entre 2,44 et 2,65 g/cm³, avec une moyenne de 2,55 g/cm³.
- La densité sèche varie entre 2,43 et 2,65 g/cm³, avec une moyenne de 2,54 g/cm³.
- La résistance à la compression simple des blocs d'alluvions varie entre 296 et 358 bars, avec une moyenne de 327 bars,
- La teneur en carbonates de calcium d'un échantillon d'alluvions est de 5%.

Caractéristiques mécanique :

Essai de cisaillement qui nous renseigne sur la cohésion et l'angle frottement.

II.2.4 La zone d'emprunt matériaux de construction

La définition des zones d'emprunt constitue un élément essentiel du projet, d'où dépendront les caractéristiques de l'ouvrage.

On a vu que l'un des critères importants du choix du site est l'existence et la proximité de matériaux convenables, en qualité et en quantité suffisante. Le coût de l'ouvrage augmente considérablement avec la distance de transport des matériaux acceptable est même dans le cas de petits barrages. La limite supérieure de 1 km.

Le but de l'étude géotechnique de la zones d'emprunt consiste à :

- Déterminer les matériaux aptes à la zone construction parmi les nombreux échantillons prélevés dans les zones d'emprunt localisées ;
- Etudier les propriétés physiques et mécaniques des matériaux disponibles.

Les échantillons prélevés sont soumis à des essais de laboratoire de mécanique des sols portant sur :

1. L'identification et classification des sols : granulométrie, teneur en eau, limites d'Atterberg, les densités.
2. Essais mécaniques : Le compactage (Essais de compactage ou essai PROCTOR), essai de cisaillement direct ou triaxial.
3. La perméabilité.
4. Essai chimique : teneur en gypse.
5. Essai géophysique.

Après les études des zones : on distingue ces matériaux de construction du barrage :

- Alluvions de l'oued / colluvions des versants,
- Argile,
- Flyschs de la cuvette,
- Enrochements calcaires de Toudja.

II.3 Sismicité

Notre barrage Azib Timizar - Wilaya Béjaia est situé dans la zone «II.a» (Fig. II.02), zone caractérisée par une intense activité séismique d’après le Règlement Parasismique Algérienne R.P.A/2003.

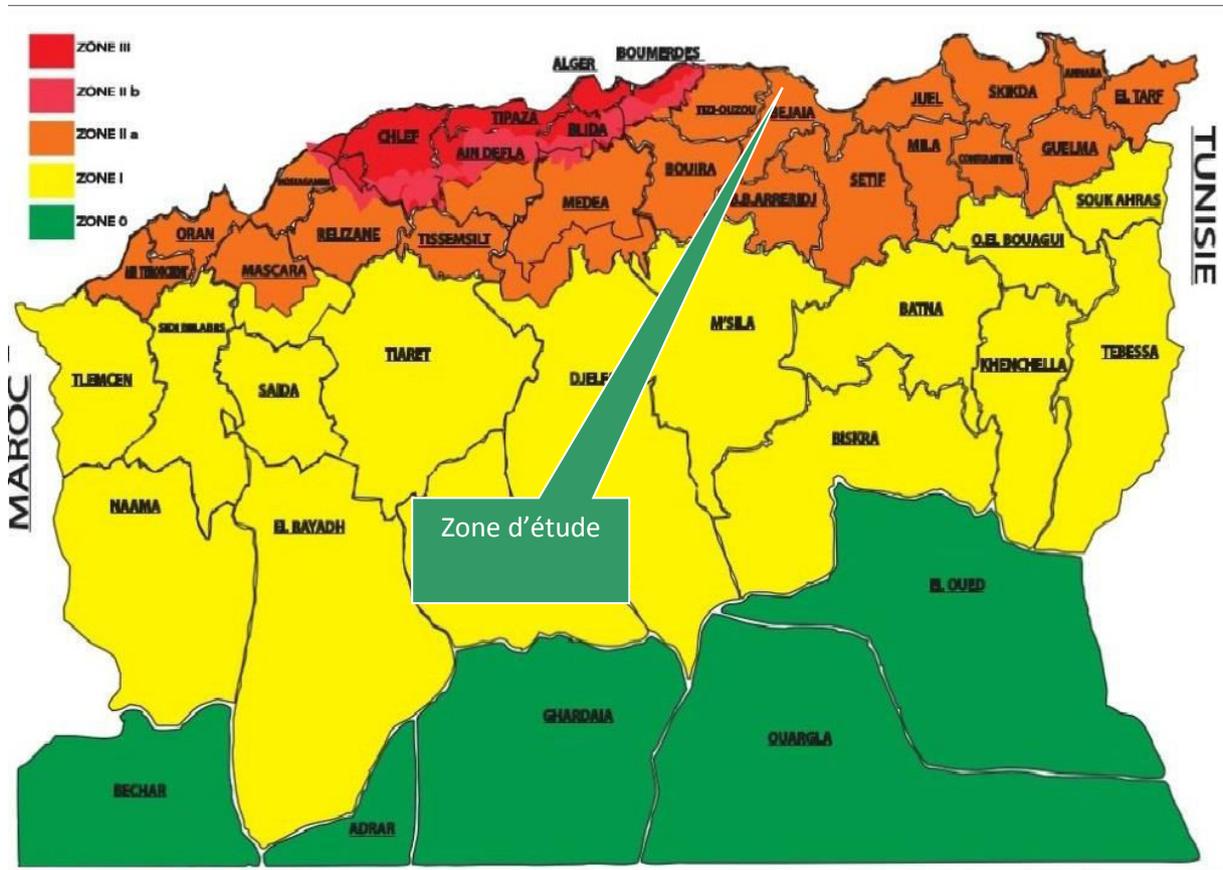


Figure II.02 Carte de micro-zonage sismique du territoire national-RPA 2003
(source : structureparasismic.com)

Notre ouvrage est d’une grande importance.

Tableau II.4 Coefficient d’accélération sismique

Classification de l’ouvrage selon leur importance	Groupe	Zone I	Zone II-a	Zone II-b	Zone III
Ouvrage d’importance vitale	1A	0.15	0.25	0.30	0.40
Ouvrage d’une grande importance	1B	0.12	0.20	0.25	0.30
Ouvrage courant	2	0.10	0.15	0.20	0.25
Ouvrage de faible importance	3	0.07	0.10	0.14	0.18

D'après le règlement parasismique algérien RPA/2003, notre ouvrage est d'une grande importance, et se trouve dans la zone II-a, d'après le tableau précédent on peut tirer :

Le coefficient d'accélération sismique $\alpha = 0.20$.

L'accélération sismique est donc : $A_s = \alpha * g = 0.2 * 9,81 = 1.962 \text{ m/s}^2$

Conclusion :

Les travaux de reconnaissance, ainsi que les analyses qui ont été effectuées nous permettent de dire que toutes les conditions géologiques et géotechniques sont favorables pour la réalisation d'un barrage sur le site du barrage Azib Timizar de la willaya de Bejaia.

Introduction

Le dimensionnement et l'exploitation des ouvrages hydrotechniques passent évidemment par une étude hydrologique. L'hydrologie est une science qui étudie le cycle de l'eau dans la nature, en commençant par les précipitations, les écoulements, les évaporations et les infiltrations, et arrivant à des débits moyens et extrêmes.

Le but de ce chapitre est donc de mettre en évidence les paramètres hydrologiques du cours d'eau faisant l'objet d'étude. Dans ce cadre nous procédons à étudier le bassin versant sur oued **Flidoun**, d'abord on va déterminer les paramètres géométrique et morphologique du bassin, les caractéristique climatologiques, tel que les précipitations, puis la quantification des apports liquides disponibles, ainsi que les apports solides engendrés. La partie la plus importante est celle qui concerne l'étude des crues extrêmes : nous allons calculer les débits de crue par les formules empirique et par la méthode GRADEX. Afin de déterminer le volume utile et les différentes hauteurs et cotes de la digue, on doit faire la régularisation des débits, ensuite un laminage de crues. Et finalement une étude d'optimisation pour opter une largeur optimale du déversoir.

III.1. Le Bassin versant

Le bassin versant ou bassin d'alimentation au droit d'une section de mesure (futur axe de barrage), est définie comme la totalité de la surface topographique drainée par ce cours d'eau et ces affluents en amont de cette section. Chaque bassin versant est séparé des autres par une ligne de partage des eaux.

III.1.1. Caractéristiques géographiques du bassin versant

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

X = 652 450 m

Y = 4 069 250 m

Z= 296 m NGA

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

Bassin versant du Barrage Azib Timizar

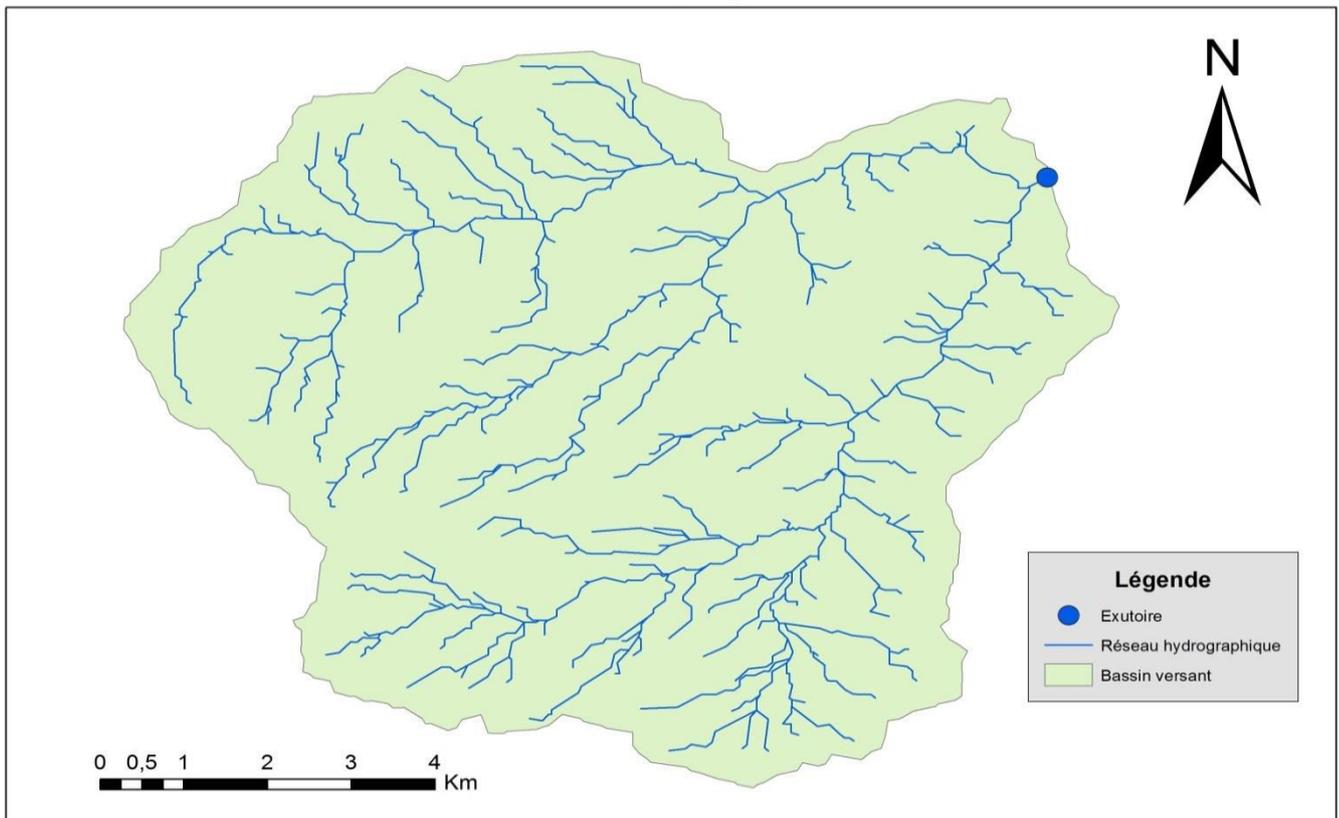


Figure III.01 Délimitation du bassin versant d'Azib Timizar

III.1.2. Caractéristiques géométriques du bassin versant

- a. Surface du bassin versant: **$S = 60,56 \text{ km}^2$** .
- b. Périmètre du bassin versant: **$P = 34,53 \text{ Km}$** .
- c. Longueur du thalweg principal : **$L_{cp} = 12,23 \text{ km}$**
- d. Altitudes du bassin versant :
 - Altitude maximale : **1469 m.**
 - Altitude minimale : **269 m.**

III.1.3. Caractéristiques morphologiques

1. Indice de compacité de Gravelius K_c (Touaibia, 2004)

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)

$$AN : K_c = \frac{P}{2\pi\sqrt{\frac{S}{\pi}}} = \frac{34,53}{2\pi\sqrt{\frac{60,56}{\pi}}} = 1,252$$

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

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

Dans notre cas nous avons : Comme : $K_c = 1,252$, Nous pouvons conclure que la forme de notre bassin est ramassé.

2. Coefficient d'allongement

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

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

S : La superficie du bassin versant (km²).

$$K_p = \frac{12,23^2}{60,56} = 2,47$$

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 (Touaibia, 2004)

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 :

$$L, l = K_c \frac{\sqrt{S}}{1,128} \left(1 \pm \sqrt{1 - \left(\frac{1,128}{K_c} \right)^2} \right) \quad (III.03)$$

Carte hypsométrique du bassin versant

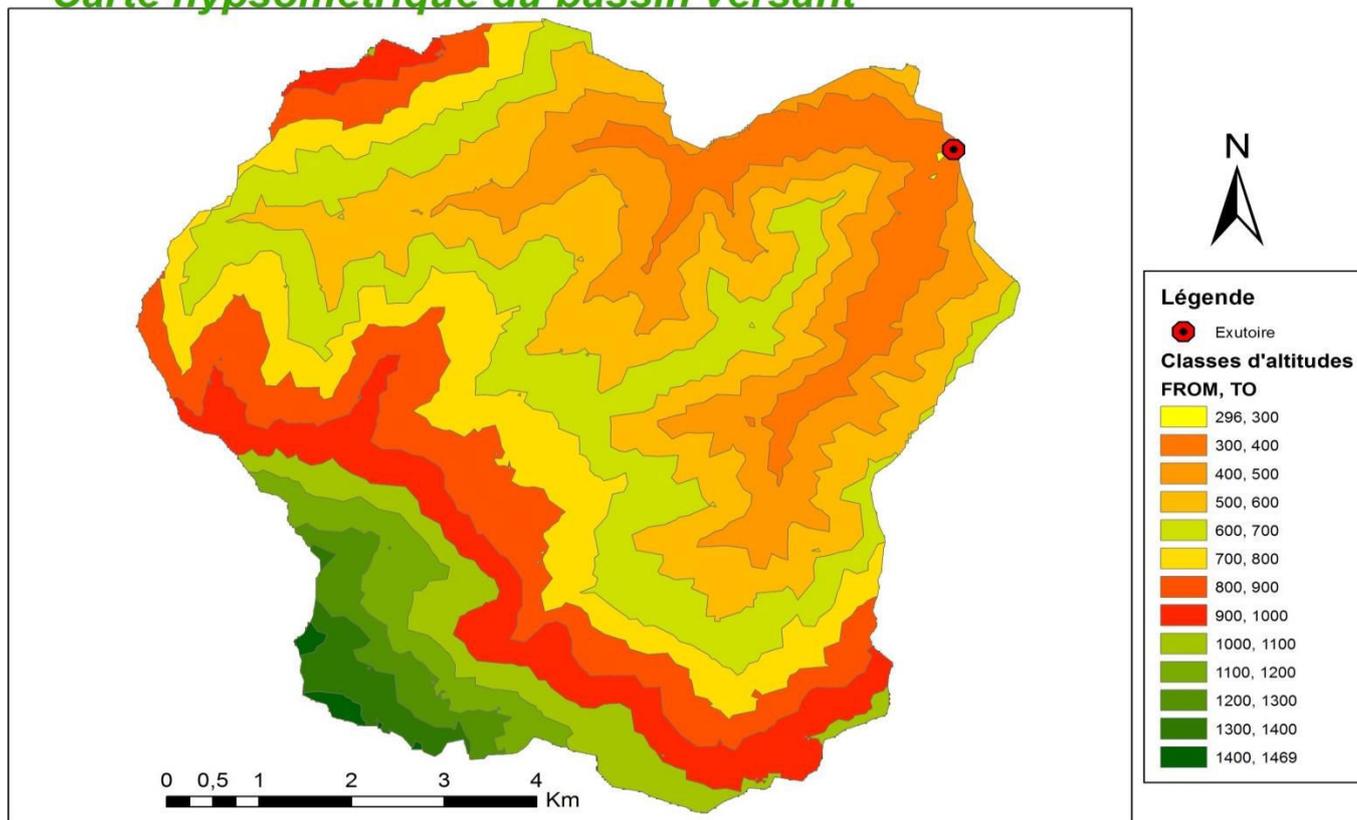


Figure III.03 Carte hypsométrique du bassin versant d’Azib Timizar

Tableau III.01 Coordonnées de la courbe hypsométrique

Elévation De à	Elévation Moyenne (m NGA)	Surface		Cumul		Hi.Si
		S (km2)	%	S (km2)	%	
1400 1469	1434,5	0,21	0,35	0,21	0,35	306,80
1300 1400	1350	1,06	1,75	1,28	2,11	1434,29
1200 1300	1250	1,33	2,20	2,61	4,31	1664,74
1100 1200	1150	2,02	3,33	4,63	7,64	2321,21
1000 1100	1050	2,93	4,84	7,56	12,48	3079,46
900 1000	950	5,07	8,37	12,63	20,85	4815,68
800 900	850	6,83	11,28	19,46	32,14	5809,15
700 800	750	7,41	12,24	26,88	44,38	5559,30
600 700	650	10,31	17,03	37,19	61,41	6704,36
500 600	550	11,26	18,60	48,45	80,00	6193,86
400 500	450	7,95	13,12	56,40	93,13	3576,44
300 400	350	4,15	6,85	60,55	99,98	1452,08
296 300	298	0,01	0,02	60,56	100,00	4,29

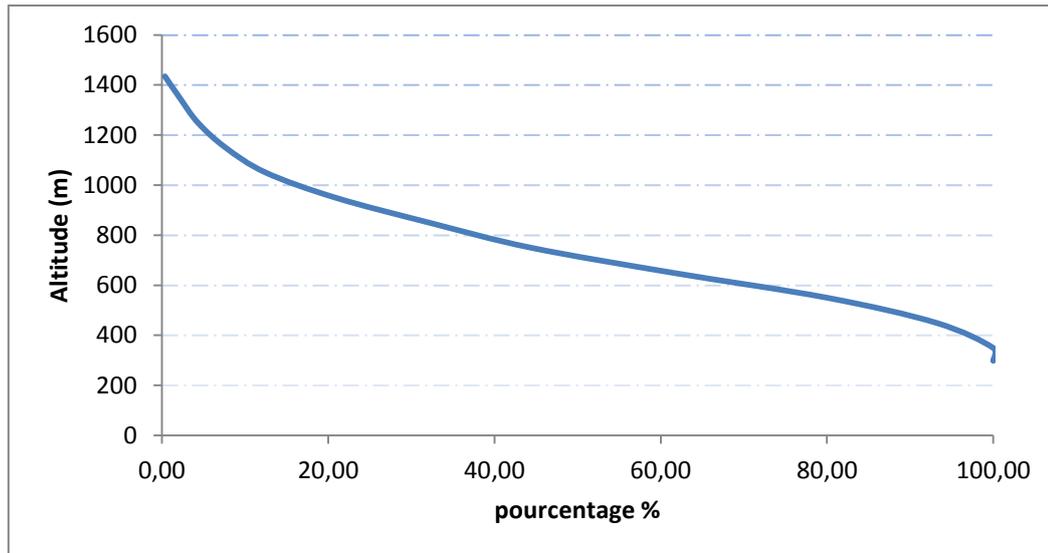


Figure III.04 Courbe hypsométrique du bassin versant d'Azib Timizar

D'après la courbe hypsométrique on tire :

- **Altitude médiane:**

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

$$H_{med} = H_{50\%} = 713.10 \text{ m}$$

- **Altitude moyenne:**

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

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

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)

$$H_{moy} = 708.63 \text{ m}$$

- $H_{5\%} = 1224,83 \text{ m.}$
- $H_{95\%} = 427,57 \text{ m.}$

5. Pente moyenne du bassin versant (Touaibia, 2004)

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

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 **31,78 %**

6. Indice de pente globale I_{pg} (Touaibia, 2004)

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)

$D = 1224,83 - 427,57 = 797,26 \text{ m}$.

L: la longueur du rectangle équivalent. Km

$I_{pg} = 13.16 \text{ m/km} = 0.01316 \text{ m/m} = \mathbf{1.31\%}$

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.

$$I_{pm} = \frac{H_{max} - min}{L} = \frac{1469 - 296}{12,385} \quad (\text{III.07})$$

$I_{pm} = 94.7113 \text{ m/km} = 0.0947113 \text{ m/m} = \mathbf{9.74\%}$.

III.1.4. Caractéristiques hydrographique

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 cour d'eau (km). = 5764.9m = 5.76 km

$\Delta H = 882 - 296 = 586 \text{ m}$

A.N : $I_c = 47.91 \frac{m}{km} = 0.04791 \frac{m}{m} = \mathbf{4.79\%}$

2. Densité de drainage (Touaibia, 2004)

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

Avec :

Li : somme des longueurs de tous les cours d'eau d'ordre i (km) = 13.5343 km.

S : surface du bassin versant (Km²).

AN: En utilisant un outil du SIG, **Dd = 2.05 Km/Km2**

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

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1,5L_p}{0,8\sqrt{H_{MOY} - H_{MIN}}} \quad (\text{III.10})$$

Avec :

T_C : Temps de concentration (h).

L_P : Longueur du talweg principal (Km).

S : Surface du bassin versant (Km²).

H_{MOY}: 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 ESPAGNOLE

$$T_c = 0.126 * 60 * \left(\frac{L_{cp}}{I_{cp}^{0.25}}\right)^{0.76} \quad (\text{III.13})$$

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

Lcp : longueur du cours d'eau principal (km).

Tableau III.02 Tableau Récapitulatif des temps d concentration

Formule	Giandotti	Kirplich	Turrazza	ESPAGNOLE	Valeur adopté
Tc (Heure)	2,24	1,47	2,16	1,51	1,47

On prend donc la valeur de $T_c=1,47\text{h} = 1 \text{ heure } 28 \text{ minutes}$, 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 :

Lcp : Longueur du thalweg principal en (Km).

Tc : Temps de concentration en (h).

A.N: $V_r = 6,63 \text{ km/h} = \mathbf{1,84 \text{ m/s}}$.

Le tableau suivant récapitule toutes les caractéristiques du bassin versant

Tableau III.03 Tableau Récapitulatif des caractéristiques du bassin versant

Désignation		Symbol	Unité	Valeur
Exutoire	X	/	km	652,45
	Y	/	km	4069,25
	Z	/	m NGA	296
Superficie		S	km ²	60,56
Périmètre		P	km	34,53
Pente moyenne du cours d'eau principale		Icp	%	4,79
Longueur du cours d'eau principale		Lcp	km	12,23
Altitudes	max	Hmax	m	1469
	min	Hmin	m	296
	moyenne	Hmoy	m	708,63
	médiane	H50%	m	713,1
	5%	H5%	m	1224,83
	95%	H95%	m	427,57
Rectangle équivalent	Longueur	L	km	12,385
	Largeur	l	km	4,89
Indice de compacité		Ic	/	1,252
Coefficient d'allongement		Kp	/	2,47
Pente moyenne du BV		Im	%	31,78
Indice de pente globale		Ipg	%	1,31
Indice de pente moyenne		Ipm	%	9,74
Densité de drainage		Dd	km/km ²	2,05
Temps de concentration		Tc	h	1,47
Vitesse de ruissellement		Vr	m/s	1,84

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 17,2°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.04 Répartition mensuelle des températures

Mois	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Août
T. mensuel (°C)	23	19	15	12	11	11	13	14.5	17	21	24	26

Source A.N.R.H

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°

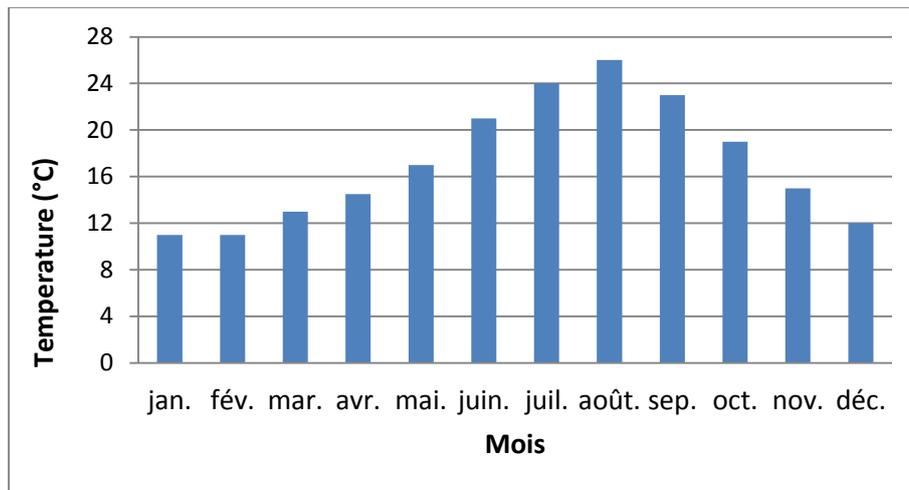


Figure III.05 Répartition mensuelle de la température.

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 1250 mm.

Tableau III.05 Répartition mensuelle de l’évaporation

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Août	Annuel
Evaporation (mm)	130	86	55	42	43	54	71	94	126	168	201	180	1250

Source A.N.R.H

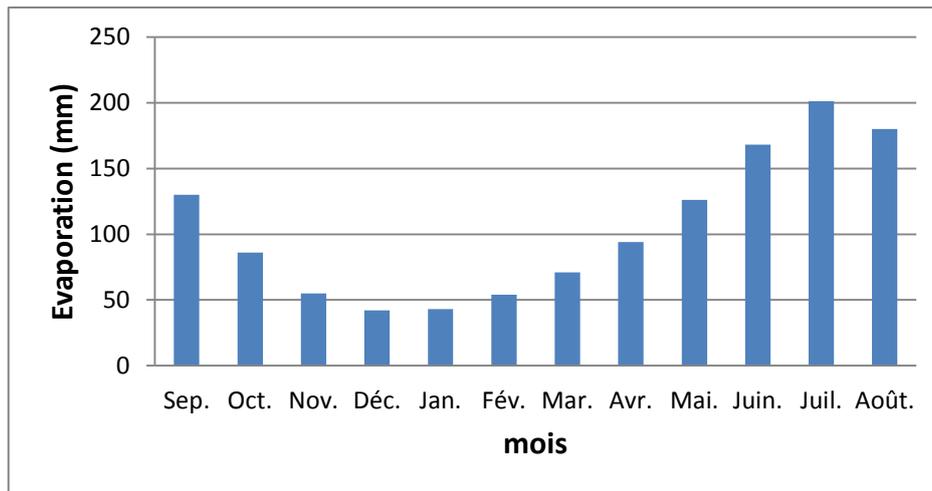


Figure III.06 Répartition mensuelle d'évaporation (Source : A.N.R.H).

III.2.3 Pluviométrie

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

Tableau III.6 Station pluviométrique

Station	Code	Source	Coordonnée			Année de service	N (ans)
			X (Km)	Y (Km)	Z (m)		
TAGMA	020909	A.N.R.H	660.25	382.95	950	1971-2011	40

Source : A.N.R.H

III.2.3.1 Répartition de la pluie moyenne dans le bassin :

Tableau III.7 Répartition des pluies moyennes mensuelles

Mois	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Août	Total
P_m (mm)	54.8	99.7	155.2	198.9	167.7	157.4	142.5	131.9	81.7	14.3	7.1	11.2	1222.3
Pluie (%)	4.48	8.16	12.69	16.28	13.72	12.88	11.66	10.79	6.69	1.17	0.58	0.91	100

Source : ANRH

Notons une pointe au mois de janvier estimé à 167,7 mm, et un minimum au mois de juillet avec une précipitation de 7,1 mm, et une moyenne mensuelle de 101,88 mm.

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

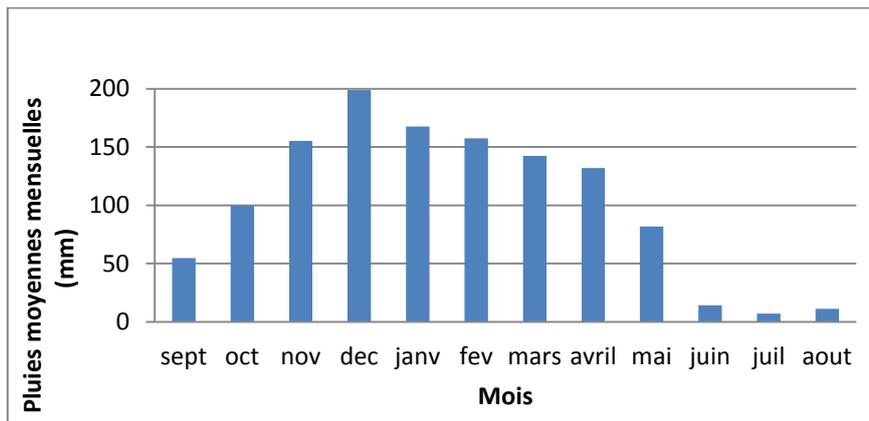


Figure III.07 Répartition mensuelle des précipitations

III.2.3.2 Précipitations maximales journalières

La série des pluies maximales journalières enregistrées à la station pluviométrique 020909a été choisie comme étant la plus représentative des maximas 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.8 Pluies maximales journalières de la station de TAGMA

ANNEE	Pj max		
1971	98	1991	63,1
1972	109,7	1992	67
1973	182,3	1993	60,8
1974	66,3	1994	59
1975	88,9	1995	105,4
1976	106,4	1996	48,2
1977	87	1997	129
1978	43,8	1998	83,6
1979	115	1999	108,1
1980	81	2000	85,2
1981	84	2001	48,9
1982	114	2002	111,4
1983	84	2003	68,8
1984	90,7	2004	103,2

1985	146,8	2005	73,5
1986	76,3	2006	169,2
1987	47,6	2007	87,2
1988	55,9	2008	103,6
1989	67,8	2009	57,4
1990	76,8	2010	74,2
		2011	163,9

Source : ANRH

Tableau III.9 Caractéristiques de la série des pluies maximales journalières

Caractéristique	valeur
Moyenne des Pjmax en (mm)	89.7
Ecart type « σ_x »	33
Coefficient de variation « Cv »	0.369
Coefficient d'asymétrie « Cs »	1.06

L'exposant climatique = 0,42 (donné par ANRH Alger)

B) Test d'homogénéité (Touaibia, 2004)

Pour vérifier l'homogénéité de la série pluviométrique on procède au Test de Wilcoxon.

On divise la série complète en deux sous séries X et Y tel que:

N_1 et N_2 représentant respectivement les tailles de ces deux sous séries considérant généralement $N_2 > N_1$.

On constitue par la suite, la série X unions Y après avoir classé la série de pluie d'origine par ordre croissant. A ce stade, on attribue à chaque valeur de la série pluviométrique classée, son rang tout en précisant à quelle sous série s'appartient elle.

La série est homogène avec une probabilité de 95%, si la relation ci-dessous est vérifiée. Avec

$$W_{\min} < W_x < W_{\max}$$

Avec : W_x : Somme des rangs de X = $\sum \text{Rang X}$.

$$W_{\min} = \frac{(N_1 + N_2 + 1)N_1 - 1}{2} - U_{1-\alpha/2} \sqrt{\frac{N_1 N_2 (N_1 + N_2 + 1)}{12}} \quad (\text{III.15})$$

$$W_{\max} = (N_1 + N_2 + 1)N_1 - W_{\min} \quad (\text{III.16})$$

Tableau III.10 Test de Wilcoxon

x	y	Ordre croissant	origine	rang
98	67,8	43,8	x	1
109,7	76,8	47,6	x	2
182,3	63,1	48,2	y	0
66,3	67	48,9	y	0
88,9	60,8	55,9	x	5
106,4	59	57,4	y	0
87	105,4	59	y	0
43,8	48,2	60,8	y	0
115	129	63,1	y	0
81	83,6	66,3	x	10
84	108,1	67	y	0
114	85,2	67,8	y	0
84	48,9	68,8	y	0
90,7	111,4	73,5	y	0
146,8	68,8	74,2	y	0
76,3	103,2	76,3	x	16
47,6	73,5	76,8	y	0
55,9	169,2	81	x	18
	87,2	83,6	y	0
	103,6	84	x	20
	57,4	84	x	21
	74,2	85,2	y	0
	163,9	87	x	23
		87,2	y	0
		88,9	x	25
		90,7	x	26
		98	x	27
		103,2	y	0
		103,6	y	0
		105,4	y	0
		106,4	x	31
		108,1	y	0
		109,7	x	33
		111,4	y	0
		114	x	35
		115	x	36
		129	y	0
		146,8	x	38
		163,9	y	0
		169,2	y	0
		182,3	x	41

$N_1=18$; et $N_2 =23$

A.N :

$$W_x = 408 ; \quad W_{\min} = 302.89 \quad ; \quad W_{\max} = 451.11$$

$W_{\min} < W_x < W_{\max} \rightarrow$ L'hypothèse d'homogénéité est vérifiée \rightarrow La série 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.11 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	312	39.4	235 - 389
2000	0.9995	271	32.7	207 - 335
1000	0.9990	253	29.8	194 - 311
200	0.9950	211	23.1	166 - 257
100	0.9900	193	20.2	154 - 233
50	0.9800	176	17.3	142 - 210
20	0.9500	152	13.6	125 - 178
10	0.9000	133	10.7	112 - 154
5	0.8000	114	7.96	98.2 - 129

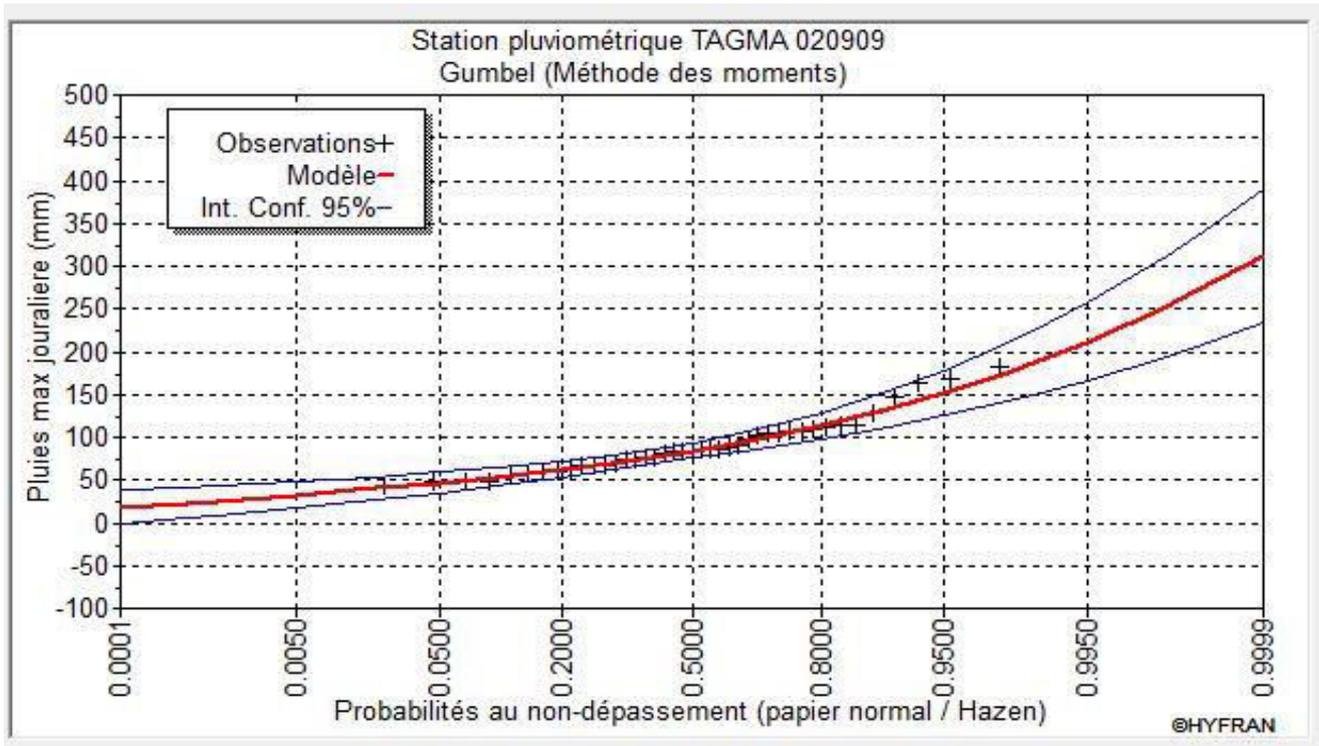


Figure III.08 Représentation graphique de la loi de Gumbel

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

	Caractéristiques de la population	Caractéristiques de l'échantillon
Nombre de données [n] :		41
Minimum :	Aucun	44.0
Maximum :	Aucun	182
Moyenne :	90.1	90.1
Écart-type :	33.0	33.0
Médiane :	84.7	84.0
Coefficient de variation [Cv] :	0.366	0.366
Coefficient d'asymétrie [Cs] :	1.14	1.07
Coefficient d'aplatissement [Ck] :	2.40	3.59

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.12 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	310	48.0	216 - 404
2000	0.9995	267	37.2	194 - 340
1000	0.9990	249	32.9	185 - 314
200	0.9950	208	23.8	162 - 255
100	0.9900	191	20.2	151 - 230
50	0.9800	174	16.8	141 - 207
20	0.9500	150	12.7	126 - 175
10	0.9000	133	9.80	113 - 152
5	0.8000	114	7.23	99.5 - 128

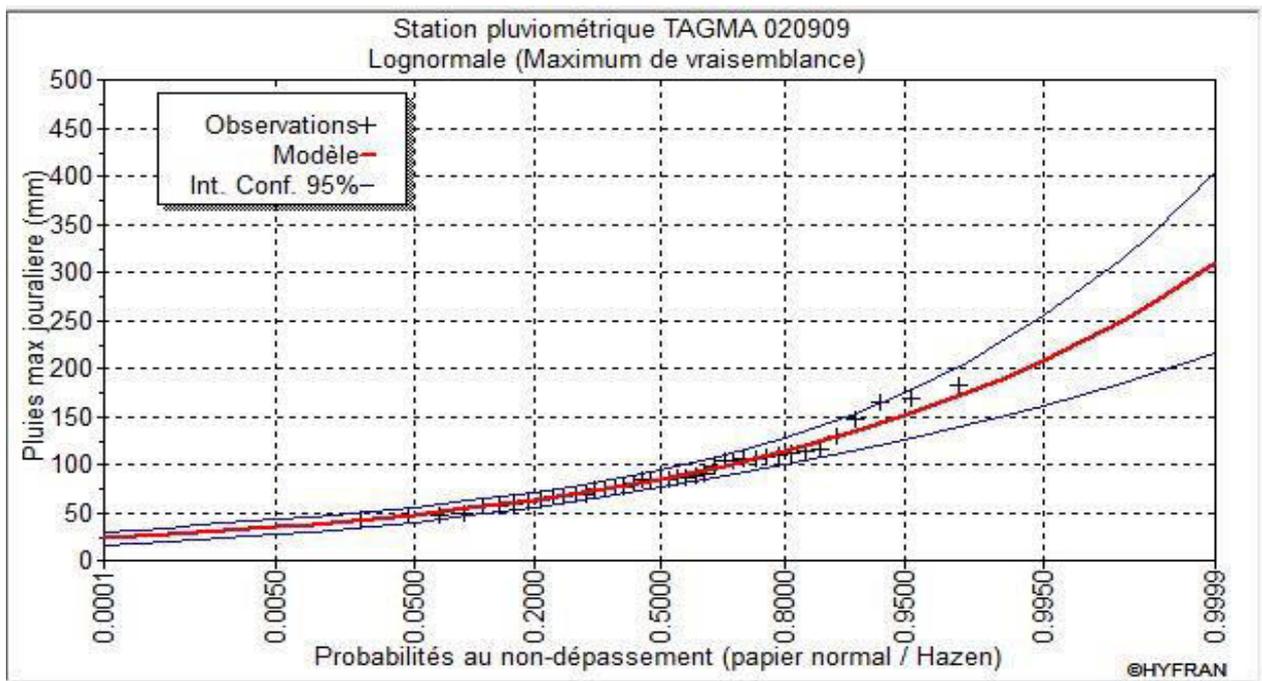


Figure III.09 Représentation graphique de la loi de GALTON

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

	Caractéristiques de la population	Caractéristiques de l'échantillon
Nombre de données [n] :		41
Minimum :	0.00	44.0
Maximum :	Aucun	182
Moyenne :	90.1	90.1
Écart-type :	32.4	33.0
Médiane :	84.8	84.0
Coefficient de variation [Cv] :	0.360	0.366
Coefficient d'asymétrie [Cs] :	1.13	1.07
Coefficient d'aplatissement [Ck] :	5.33	3.59

Conclusion : D'après les deux schémas, après analyse graphiques 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

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

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) $b = 0,42$

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

I_0 : Pluie de courte durée (mm/h)

Tableau III.13 Précipitations maximales journalières pour chaque fréquence

Période	10000	1000	100	50	20	10	5
Fréquence (%)	0,01	0,1	1	2	5	10	20
$P_{maxj p(\%)}$	312	253	193	176	152	133	114

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

Tableau III.14 Précipitations et les intensités pour les différentes fréquences

période de retour (ans)	5		10		50		100		1000		10 000	
Fréquence	20		10		2		1		0,1		0,01	
Pjmax (mm)	114		133		176		193		253		312	
T (heures)	P (mm)	I (mm/h)										
0,5	22,43	44,86	26,17	52,33	34,63	69,25	37,97	75,94	49,77	99,55	61,38	122,76
1	30,01	30,01	35,01	35,01	46,33	46,33	50,80	50,80	66,59	66,59	82,12	82,12
1,47	35,28	24,00	41,16	28,00	54,46	37,05	59,72	40,63	78,29	53,26	96,55	65,68
1,5	35,58	23,72	41,51	27,67	54,93	36,62	60,23	40,15	78,96	52,64	97,37	64,91
2	40,15	20,07	46,84	23,42	61,98	30,99	67,97	33,98	89,10	44,55	109,87	54,94
2,5	44,09	17,64	51,44	20,58	68,07	27,23	74,65	29,86	97,85	39,14	120,67	48,27
3	47,60	15,87	55,53	18,51	73,49	24,50	80,59	26,86	105,64	35,21	130,27	43,42
3,5	50,78	14,51	59,25	16,93	78,40	22,40	85,98	24,56	112,70	32,20	138,99	39,71
4	53,71	13,43	62,67	15,67	82,93	20,73	90,94	22,73	119,21	29,80	147,00	36,75
4,5	56,44	12,54	65,84	14,63	87,13	19,36	95,55	21,23	125,25	27,83	154,46	34,32
5	58,99	11,80	68,82	13,76	91,07	18,21	99,87	19,97	130,92	26,18	161,45	32,29
5,5	61,40	11,16	71,63	13,02	94,79	17,24	103,95	18,90	136,26	24,78	168,04	30,55
6	63,69	10,61	74,30	12,38	98,32	16,39	107,82	17,97	141,34	23,56	174,30	29,05
6,5	65,86	10,13	76,84	11,82	101,68	15,64	111,50	17,15	146,17	22,49	180,26	27,73
7	67,94	9,71	79,27	11,32	104,90	14,99	115,03	16,43	150,79	21,54	185,95	26,56
7,5	69,94	9,33	81,60	10,88	107,98	14,40	118,41	15,79	155,22	20,70	191,42	25,52
8	71,86	8,98	83,84	10,48	110,95	13,87	121,67	15,21	159,49	19,94	196,68	24,59
8,5	73,72	8,67	86,00	10,12	113,81	13,39	124,80	14,68	163,60	19,25	201,75	23,74
9	75,51	8,39	88,09	9,79	116,58	12,95	127,84	14,20	167,58	18,62	206,66	22,96
9,5	77,24	8,13	90,12	9,49	119,25	12,55	130,77	13,77	171,43	18,04	211,40	22,25
10	78,93	7,89	92,08	9,21	121,85	12,18	133,62	13,36	175,16	17,52	216,01	21,60
10,5	80,56	7,67	93,99	8,95	124,37	11,84	136,39	12,99	178,79	17,03	220,48	21,00

Tableau III.14 Précipitations et les intensités pour les différentes fréquences (suite et fin)

11	82,15	7,47	95,84	8,71	126,83	11,53	139,08	12,64	182,31	16,57	224,83	20,44
11,5	83,70	7,28	97,65	8,49	129,22	11,24	141,70	12,32	185,75	16,15	229,07	19,92
12	85,21	7,10	99,41	8,28	131,55	10,96	144,25	12,02	189,10	15,76	233,20	19,43
12,5	86,68	6,93	101,13	8,09	133,82	10,71	146,75	11,74	192,37	15,39	237,23	18,98
13	88,12	6,78	102,81	7,91	136,04	10,46	149,18	11,48	195,56	15,04	241,17	18,55
13,5	89,53	6,63	104,45	7,74	138,22	10,24	151,57	11,23	198,69	14,72	245,02	18,15
14	90,91	6,49	106,06	7,58	140,35	10,02	153,90	10,99	201,75	14,41	248,79	17,77
14,5	92,26	6,36	107,63	7,42	142,43	9,82	156,19	10,77	204,74	14,12	252,49	17,41
15	93,58	6,24	109,17	7,28	144,47	9,63	158,43	10,56	207,68	13,85	256,11	17,07
15,5	94,88	6,12	110,69	7,14	146,47	9,45	160,62	10,36	210,56	13,58	259,66	16,75
16	96,15	6,01	112,17	7,01	148,44	9,28	162,78	10,17	213,38	13,34	263,15	16,45
16,5	97,40	5,90	113,63	6,89	150,37	9,11	164,90	9,99	216,16	13,10	266,57	16,16
17	98,63	5,80	115,07	6,77	152,27	8,96	166,98	9,82	218,89	12,88	269,93	15,88
17,5	99,84	5,70	116,48	6,66	154,13	8,81	169,02	9,66	221,57	12,66	273,24	15,61
18	101,03	5,61	117,86	6,55	155,97	8,66	171,03	9,50	224,21	12,46	276,49	15,36
18,5	102,19	5,52	119,23	6,44	157,77	8,53	173,01	9,35	226,80	12,26	279,69	15,12
19	103,35	5,44	120,57	6,35	159,55	8,40	174,96	9,21	229,36	12,07	282,84	14,89
19,5	104,48	5,36	121,89	6,25	161,30	8,27	176,88	9,07	231,87	11,89	285,94	14,66
20	105,60	5,28	123,20	6,16	163,03	8,15	178,77	8,94	234,35	11,72	289,00	14,45
20,5	106,70	5,20	124,48	6,07	164,73	8,04	180,64	8,81	236,79	11,55	292,01	14,24
21	107,78	5,13	125,75	5,99	166,40	7,92	182,47	8,69	239,20	11,39	294,98	14,05
21,5	108,85	5,06	127,00	5,91	168,05	7,82	184,29	8,57	241,58	11,24	297,91	13,86
22	109,91	5,00	128,23	5,83	169,68	7,71	186,07	8,46	243,92	11,09	300,80	13,67
22,5	110,95	4,93	129,44	5,75	171,29	7,61	187,84	8,35	246,23	10,94	303,66	13,50
23	111,98	4,87	130,64	5,68	172,88	7,52	189,58	8,24	248,52	10,81	306,47	13,32
23,5	113,00	4,81	131,83	5,61	174,45	7,42	191,30	8,14	250,77	10,67	309,25	13,16
24	114,00	4,75	133,00	5,54	176,00	7,33	193,00	8,04	253,00	10,54	312,00	13,00

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 l'ANRH

$$A_0 = 0,915 \cdot P_{\text{moy}}^{2,684} \cdot S^{0,842} \quad (\text{III.19})$$

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

S : Superficie du bassin versant (Km²).

AN : $A_0 = 0,915 \cdot 1,223^{2,684} \cdot 60,56^{0,842} = 49,74 \cdot 10^6 \text{ m}^3$

b. Formule de SAMIE

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

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

S : Surface du bassin versant en (km²) ;

L_e : Lamme d'eau écoulée en (mm).

A.N : $L_e = 1,223^2 (293 - 2,2\sqrt{60,56}) = 412,64 \text{ mm}$

$$A_0 = L_e \cdot S = 25 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

c. Formule de MEDINGUER

$$A_0 = L_e \cdot S$$

$$\text{Et : } L_e = 1024(P_{\text{moy}} - 0.26)^2 \quad (\text{III.21})$$

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

S : Surface du bassin versant en [km²] ;

L_e : Lamme d'eau écoulée en (mm).

$$\underline{A.N} : L_e = 1024(1,223 - 0.26)^2 = 949,63 \text{ mm}$$

$$A_0 = L_e \cdot S = 0,949.60,56 = 57,51 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

d. Formule de TURC

$$A_0 = L_e \cdot S$$

$$\text{Et : } L_e = P_{\text{moy}} - D$$

Avec : P_{moy} : Pluie moyenne annuelle en [m] ;

D : Déficit de l'écoulement (mm), donnée par la formule suivante :

$$D = \left[\frac{P_{\text{moy}}}{0.9 + \left(\frac{P_{\text{moy}}}{L}\right)^2} \right] \quad (\text{III.22})$$

L : Variable théorique tel que :

$$L = 300 + 25T_{\text{moy}} + 0.05T_{\text{moy}}^3 \quad (\text{III.23})$$

T_{moy} : température moyenne annuelle = 17,2°

A.N :

$$L = 984,42$$

$$D = 500,56 \text{ mm}$$

$$L_e = 722,44 \text{ mm}$$

$$A_0 = 43,75 \text{ Mm}^3$$

Tableau III.15 Récapitulatif de calcul des Apports moyen interannuel

Formule	A_0 (M m ³)
ANRH	49,74
SAMIE	25
MEDINGUER	57,51
TURC	43,75

Interprétation : On remarque que ces formules donnent des valeurs diverges, pour cela on va appliquer la méthode d'analogie qui est plus représentative.

III.3.2 En appliquant l'analogie avec un bassin voisin

La station d'AZZEFOUN020808 est la plus proche de notre bassin, nous donne les apports du bassin versant d'AZZEFOUN de surface égale à 35 Km².

L'apport moyen annuel de la station est de : 12,19 Mm³

Tableau III.16 Répartition mensuelle de l'apport moyen de la station ;

Mois	sept	oct.	nov.	déc.	janv.	fév.	mars	avril	mai	juin	juill.	aout	annuel
Apport (Mm ³)	0,001	0,462	0,985	2,216	2,241	2,189	1,582	1,567	0,875	0,073	0,001	0,000	12,19
Apport (%)	0,01	3,79	8,08	18,18	18,38	17,95	12,97	12,85	7,18	0,60	0,01	0,00	100

Source : ANRH

$$A_{\text{site}} = \frac{S_{\text{bv site}}}{S_{\text{bv station}}} \times A_{\text{station}} \quad (\text{III.24})$$

A_{site} : Apport moyen annuel estimé du site.

A_{st} : Apport moyen annuel de la station d'AZZAFOUNE020808.

$S_{\text{bv site}}$: Surface du bassin versant du site qui est de 60,56 Km²

$S_{\text{bv station}}$: Surface du bassin versant où se trouve la station qui est de 35 Km²

Tableau III.17 Répartition mensuelle de l'apport moyen calculé du site ;

Mois	sept	oct.	nov.	déc.	janv.	fév.	mars	avril	mai	juin	juill.	aout	annuel
Apport (Mm ³)	0,002	0,800	1,704	3,835	3,878	3,787	2,737	2,712	1,514	0,126	0,001	0,000	21,1
Apport (%)	0,01	3,79	8,08	18,18	18,38	17,95	12,97	12,85	7,18	0,60	0,01	0,00	100

L'apport moyen annuel du site est de : 21,1Mm³

Vue le grand écart donné entre les différentes formules empiriques, nous optons la valeur données par la méthode d'analogie.

D'après la série d'observations de la station hydrométrique d'AZZEFOUN 020808, nous aurons un apport moyen interannuel de :

$$A_0 = 21.1 \text{ Mm}^3$$

III.3.3 Caractéristiques de l'écoulement

A) -Module de l'écoulement

$$Me = A_0 / T \quad (\text{III.25})$$

A_0 : Apport moyen annuel (l).

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

$$Me = 665,91 \text{ l/s}$$

B) -Module de l'écoulement relatif

$$M_0 = Me / S \quad (III.26)$$

Me: Module de l'écoulement (l/s);

S : Superficie du bassin (Km²).

$$M_0 = 11 \text{ l/s/Km}^2$$

C) -Lame d'eau écoulée

$$L e = A_0/S \quad (III.27)$$

$$L e = 348.41 \text{ mm}$$

D) -Coefficient de l'écoulement

$$C_e = L e / P_{moy} \quad (III.28)$$

$$C_e = 0.28$$

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 :

$$C_v = a - 0,063 \log_{10} (S + 1) \quad (III.29)$$

Avec :

$$a = 0,78 - 0,29 \log_{10} (M_0) \quad (III.30)$$

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

$$\underline{\text{A.N.}} : \rightarrow a = 0,78 - 0,29 \log_{10} (11) = 0.478$$

$$\underline{\text{A.N.}} : \rightarrow C_v = 0,478 - (0,063 \log_{10} (60,56 + 1)) = 0.365$$

❖ **Formule de L'ANTONOV**

$$C_v = \frac{0.7}{(S + 1000)^{0.097}} \quad (III.31)$$

Avec : S : Superficie du bassin en (km²).

$$\text{A.N} : C_v = \frac{0.7}{(60,56+1000)^{0,097}} = 0.356$$

❖ **Formule de KRISTEKLY MENKEL**

$$C_v = \frac{0,83}{(S^{0,06} \cdot M_0^{0,27})} \quad (\text{III.32})$$

Avec :

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

S : Superficie du bassin en [km²].

$$\text{A.N} : C_v = \frac{0,83}{(60,56^{0,06} \cdot 11^{0,27})} = 0.34$$

❖ **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 :

$$C_v = 0.93 K / M_0^{0.23} \quad (\text{III.33})$$

Avec :

K : coefficient de réduction on prend K=0.66

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

$$\text{AN} : \quad C_v = 0.354$$

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

Tableau III.18 Récapitulatif des résultats des coefficients des variations.

Formule	C_v
SOKOLOVSKY	0.365
L'ANTONOV	0.356
KRISTEKLY MENKEL	0.34
Formule algérienne de N,PADOUN	0.354

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

$$C_v = 0.354$$

III.3.4 Irrégularité des apports

Le calcul des apports fréquentiels se fait par l'ajustement de la série des apports de la station D'AZZEFOUN et en appliquant la relation d'analogie on détermine les fréquentiel de notre site d'étude.

❖ **Ajustement de la série des apports rapportés à la loi normale:**

La distribution des apports fréquentiels sera régie par l'ajustement de la série des apports de la station d'Azefoune.

On fait l'analogie avec la station d'Azefoune, pour obtenir une série des apports propre à notre bassin :

$$A_{80\% \text{ site}} = \frac{S_{bv}^{\text{site}}}{S_{bv}^{\text{station}}} \times A_{80\% \text{ station}} \quad (\text{III.34})$$

Ensuite on fait l'ajustement dont ses résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau III.19 Résultats de l'ajustement rapporté à la loi normal des apports

Période de retour (ans)	Probabilité de fréquence (q)	$A_{p\%}$ (Mm ³)	Ecart type	Intervalle de confiance
10000	0.9999	77.5	8.87	94.9 - 60.1
2000	0.9995	71.0	7.98	86.7 - 55.4
1000	0.9990	68.0	7.57	82.8 - 53.1
200	0.9950	60.2	6.54	73.0 - 47.3
100	0.9900	56.4	6.05	68.3 - 44.5
50	0.9800	52.3	5.54	63.1 - 41.4
20	0.9500	46.1	4.81	55.5 - 36.6
10	0.9000	40.5	4.22	48.8 - 32.3
5	0.8000	33.9	3.62	41.0 - 26.8

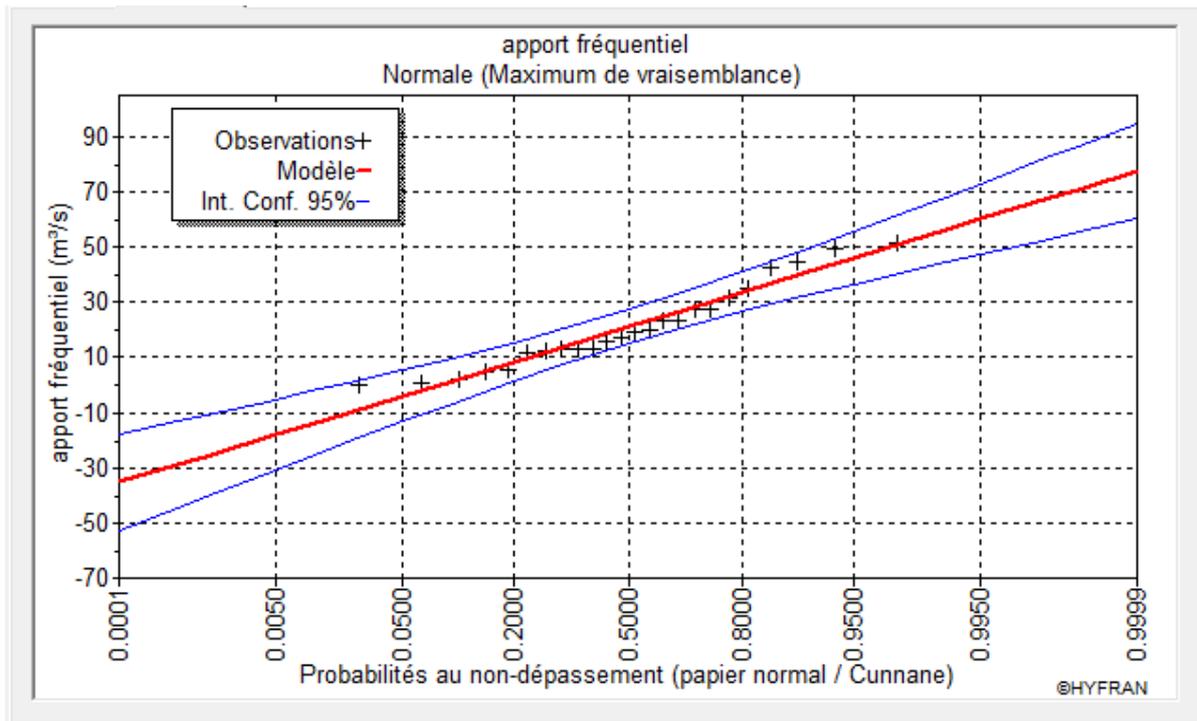


Figure III.10 Représentation graphique de la loi normale (série des apports du site)

D'après la loi d'analogie on a : $A_{80\%} = 33.9 \text{ Mm}^3$

Donc on opte la valeur obtenue par l'analogie (l'ajustement de la série des apports)

$$A_{80\%} = 33.9 \text{ Mm}^3$$

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

La répartition mensuelle de l'apport annuel suit la même répartition mensuelle des apports de la station hydrométrique d'Azefoune

Tableau III.20 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)	0,003	1,285	2,739	6,162	6,232	6,085	4,398	4,358	2,433	0,203	0,002	0,000	33,9
Apport (%)	0,01	3,79	8,08	18,18	18,38	17,95	12,97	12,85	7,18	0,60	0,01	0,00	100,00

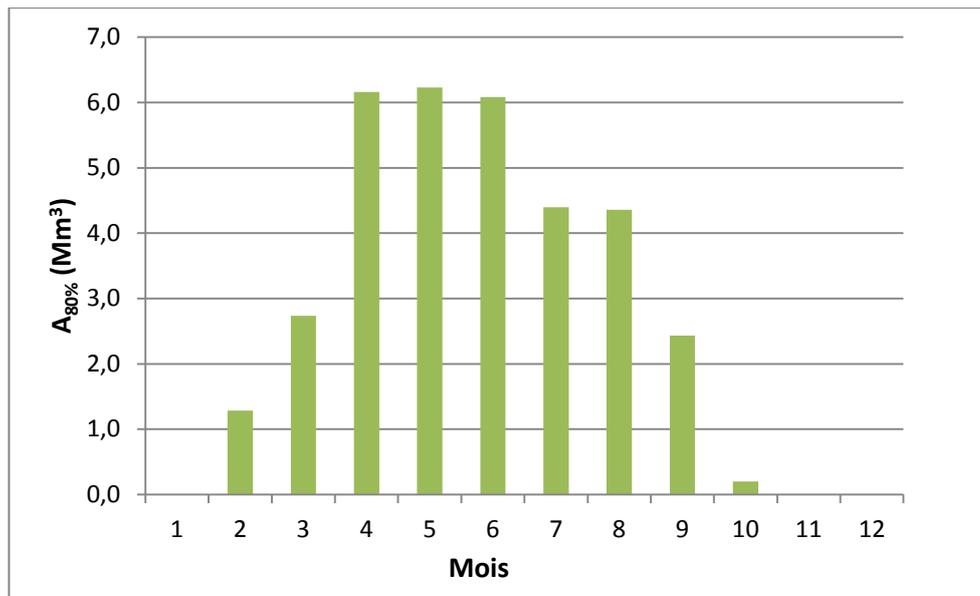


Figure III.11 Répartition mensuelle des apports 80% de site de barrage

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 fréquentiels

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

$$Q_{\max,p\%} = \frac{2 \cdot K \cdot \log(1 + A \cdot P_{\text{moy}}) \cdot S \cdot \sqrt{1 + 4 \log T - \log S}}{\sqrt{L}} \quad (\text{III.35})$$

Avec :

$Q_{\max,p\%}$: Débit maximum pour une fréquence donnée (m³/s).

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

S : Surface du bassin versant (Km²).

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 Possenti

$$Q_{max, p\%} = \frac{\mu \cdot P_{max, p\%} \cdot S}{L} \quad (\text{III.36})$$

Avec :

$P_{max, \%}$: Pluie maximale journalière correspondante à la période de retour donnée (m).

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

μ : Coefficient $700 < \mu < 800$, on prend $\mu=750$.

L : Longueur du cours d'eau principal (Km).

c. Formule de Turazza

$$Q_{max, p\%} = \frac{C \cdot I_{tc} \cdot S}{3.6} \quad (\text{III.37})$$

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).

d. Formule de Sokolovsky

$$Q_{max, \%} = \frac{0.28(P_{tc} - H_0)\alpha \cdot F \cdot S}{T_c} \quad (\text{III.38})$$

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 ;

$$\left[F = \frac{12}{4 + 3\gamma} \right] \quad (\text{III.39})$$

- 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.

$$\alpha_p = \frac{\sqrt{X_p} - \sqrt{H_0}}{\sqrt{X_p} + \sqrt{H_0}} \quad (\text{III.40})$$

Avec :

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

H_0 : perte d'eau initiale.

e. Formule de Giandotti

$$Q_{max,\%} = \frac{C.S.h_{tc,p\%}\sqrt{h_{moy}-h_{min}}}{4\sqrt{S+1.5L}} \quad (III.41)$$

Avec :

S : Superficie du bassin versant (Km²).

L : Longueur du talweg principal (Km).

h_{moy}: Altitude moyenne (m).

h_{min}: Altitude minimale (m).

h_{tc,p%} : Lame d'eau précipitée pour une probabilité donnée et d'une durée égale au temps de concentration des eaux (m).

C : Coefficient topographique variant entre 66 et 176. On prend C=170.

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

Tableau III.21 Récapitulatif des débits maxima de crue

Période de retour (ans)	5	10	50	100	1000	10000
Formule de MALLET-GAUTHIER	147,36	186,28	254,66	279,00	347,82	405,11
Formule de SOKOLOVSKY	137,96	183,61	286,96	333,68	497,01	666,07
Formule de POSSENTI	419,66	493,94	649,92	716,77	939,60	1158,71
Formule de Giandotti	147,82	173,99	228,90	252,44	330,94	408,13
Formule de Turazza	214,70	277,97	465,44	586,64	865,19	1126,26
Moyenne (m ³ /s)	213,50	263,16	377,18	433,71	596,11	752,86

III.4.1.2. Méthode GRADEX (CIGB, 1994), (MEDDI & BELHADJ, 2010)

La méthode du gradex est une approche hydropluviométrique probabiliste du calcul des débits de crues extrêmes d'une rivière pour des périodes de retour allant de 100 à 10000 ans, elle est développée par Guillot et Duband (1967).

Elle s'applique à des bassins versants de quelques dizaines à plusieurs milliers de km² (jusqu'à 5000 km²), recevant des pluies relativement homogènes du point de vue spatial.

La méthode est basée sur le processus physique global :

Pluies brutes → Pluies efficaces → Fonction de transfert → volume, point et forme de la crue.

Hypothèses de la méthode

Cette méthode s'appuie sur les hypothèses suivantes:

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

- les pluies maximales et les débits correspondants suivent une même loi de distribution statistique, dite des extrême en raison de la nature du phénomène étudié (crues rares). Ceci exprime surtout le fait que le comportement asymptotique des lois de distribution des pluies et des débits est identique. La loi de Gumbel (Gumbel, 1958) est souvent utilisée dans ce but et dans ce cas uniquement, le caractère exponentiel de cette distribution est décrit par la pente de

la droite d'ajustement des pluies observées, mesurées sur un diagramme de probabilité adéquat. La pente de cette droite est le gradient de cette distribution exponentielle.

- On admet que la rétention moyenne du bassin versant atteint sa valeur maximale pour une crue décennale $Q_{10 \text{ ans}}$.

Remarques :

- ✓ Ces trois hypothèses sont vérifiées.
- ✓ Si on n'a pas d'enregistrements des crues dans le bassin étudié, on estime par analogie avec d'autre bassin voisins et de même grandeur le temps de base et le débit décennal.

Étapes de la méthode

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

$$P(\text{mm}) = a \cdot \mu + b \quad (\text{III.42})$$

(μ : variable réduite de Gumbel).

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

$$R (\text{mm}) = Q (\text{m}^3/\text{s}) * 3,6 * n (\text{heures}) / S (\text{km}^2) \quad (\text{III.43})$$

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

$$Q_{\mu\%} = a \cdot \mu + b' \quad (\text{III.44})$$

Avec : a : le gradex de la pluie

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

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

Tracer la droite de l'équation (III) sur même graphe que l'ajustement des $P_{j\text{max}}$.

Tirer les Q pour chaque période de retour (en mm).

Exprimer ces Q en m^3/s par la formule :

$$Q (\text{m}^3/\text{s}) = Q (\text{mm}) * S(\text{km}^2) / 3,6 * n (\text{heures}) \quad (\text{III.45})$$

- Calcul des débits de pointe : Calculer sur les hydrogrammes des crues observées le rapport p égal au rapport débit de pointe sur débit moyen :
P : coefficient de point = $Q_{\text{max}} / Q_{\text{moy}}$

$$Q_p (\text{m}^3/\text{s}) = Q (\text{m}^3/\text{s}) * P \quad (\text{III.46})$$

Données & Application

1. Ajustement de la série pluviométrique (P_{jmax}) de la station de Tagma 020909 à la loi de Gumbel : En utilisant le logiciel HYFRAN :

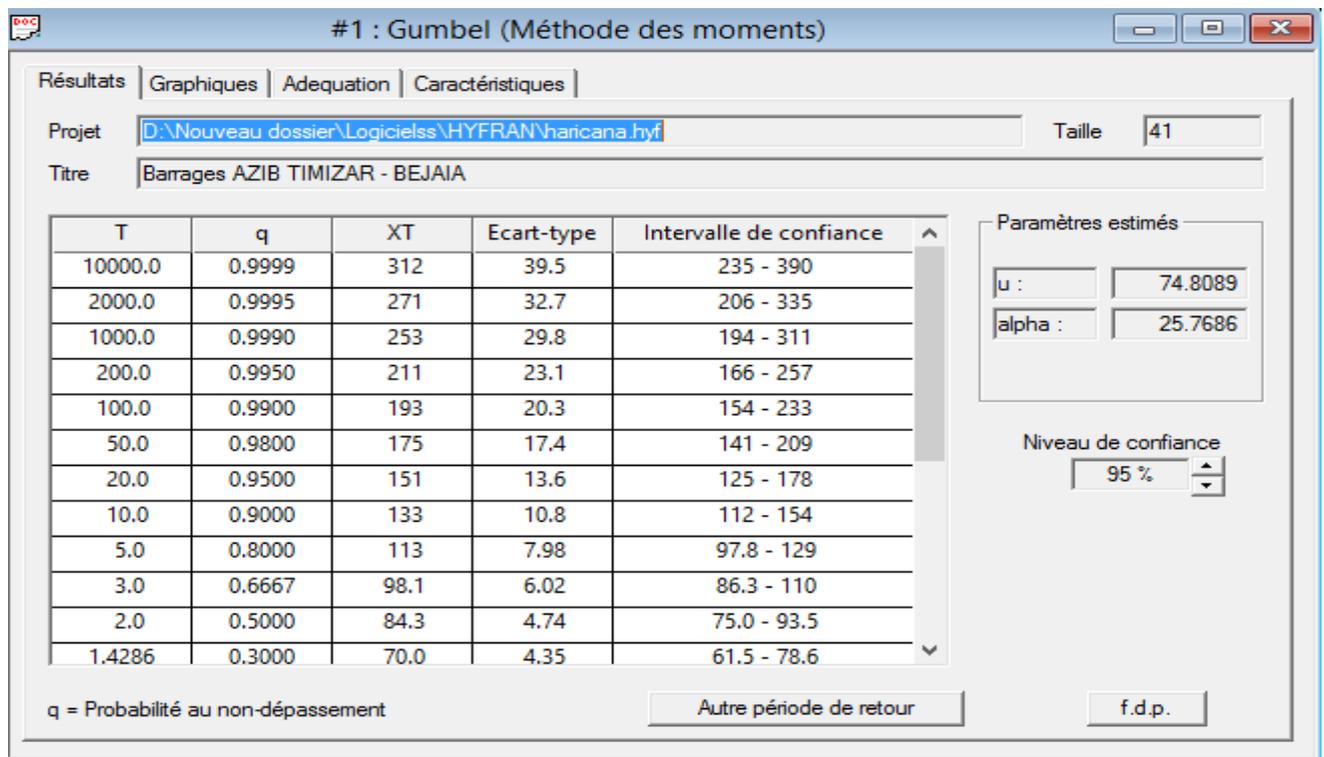


Figure III.12 Résultats d'ajustement de la série pluviométrique de TAGMA

2. Détermination du gradex : d'après l'HYFRAN, l'équation de la droite de Gumbel est :

$$P = 25,7 * \mu + 75,2 \quad (\text{III.47})$$

Le Gradex est donc : **a=25,7 mm**

3. Choix du pas de temps :

Après l'examen des enregistrements des crue de la station de Azefoune (020808), on a estimé le temps de base par : **n=48 heures**.

4. L'ajustement de la série des débits de la station d'Azefoune à la loi de Gumbel nous a donné :

$$Q_{10 \text{ ans}} (\text{azefoune}) = 140 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\begin{aligned} Q_{10 \text{ ans}} (\text{AZIB TIMIZAR}) &= Q_{10 \text{ ans}} (\text{Azefoune}) * S_{\text{AZIB TIMIZAR}} / S_{\text{Bassin d'Azefoune}} \\ &= 140 * (60,56 / 35) \\ &= \mathbf{242,24 \text{ m}^3/\text{s}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 5. R_{10 \text{ ans}} (\text{mm}) &= Q_{10 \text{ ans}} (\text{m}^3/\text{s}) * 3,6 * n (\text{heures}) / S (\text{km}^2) \quad (\text{III.48}) \\ &= 242,24 * 3,6 * 48 / 60,56 \\ &= \mathbf{691,2 \text{ mm}} \end{aligned}$$

6. On fait l'extrapolation des débits au-delà du débit décennal :

$$Q_{\mu\%} = a \cdot \mu + b' \quad (\text{III.49})$$

a : le gradex = 25,7 mm.

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

$b' = Q_{10 \text{ ans}} - a \cdot \mu(T=10 \text{ ans})$ avec $F=1-1/10=0,9 \rightarrow \mu = 2,25$

$$= 691,2 - 25,7 \cdot 0,9 = 633,28$$

$$\text{Donc : l'équation du débit est : } Q_{\text{extrapolé}} (\text{mm}) = 25,7 \cdot \mu + 633,28 \quad (\text{III.50})$$

7. On trace cette équation sur même graphe que celui de l'ajustement des $P_{j\max}$, Pour chaque période de retour, on tire on tire le débit en (mm) et on les exprime en (m^3/s) en utilisant la formule III.47.

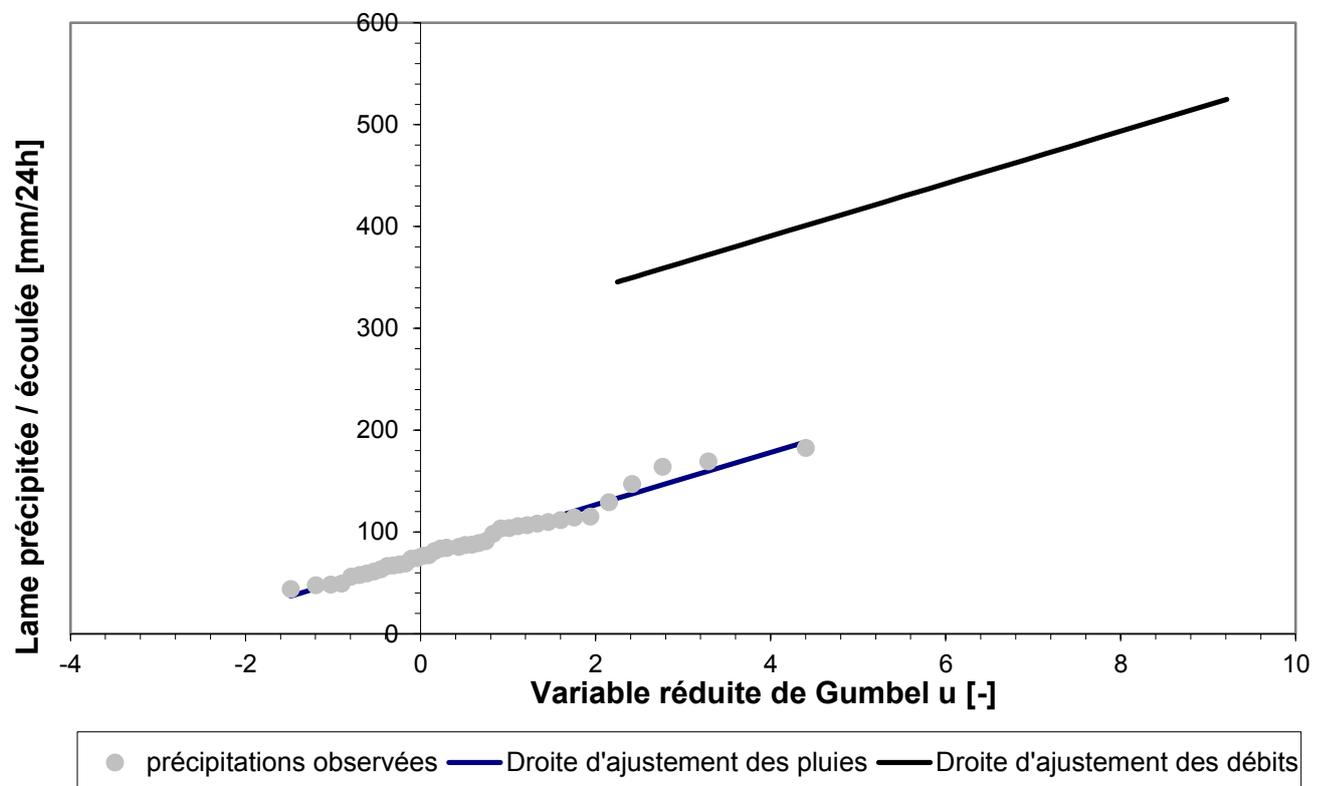


Figure III.13. Graphe de la méthode de gradex

8. Calcul des débits de pointe :

L'analyse des enregistrements des débits de la station hydrométrique de Izefoune nous a permis d'estimer le coeff. de pointe suivant :

$$P = Q_{\max} / Q_{\text{moy}} = 2,42$$

Donc on multiplie tous les débits extrapolés par le coeff. P pour obtenir les débits maximums pour chaque période de retour.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.22 Débits de pointe par la méthode GRADEX :

T [ans]	F(x) [-]	U [-]	Q _T [mm/48h]	Q _T [m ³ /s]	Q _P [m ³ /s]
10	0,900	2,25	691,2	242	568
50	0,980	3,90	733,7	257	658
100	0,990	4,6	751,7	263	689
1000	0,999	6,91	811,1	284	790
10000	0,9999	9,21	870,3	305	890

❖ **Interprétation :**

- ✓ La méthode de gradex subit une faible variation de débits entre les différentes périodes de retour, et cela est dû à l'hypothèse de la méthode qui est applicable pour des grandes périodes de retour (1000 et 10 000 ans) ainsi que la faible pente de la droite de Gumbel de l'ajustement des précipitations.
- ✓ On remarque une grande différence entre les valeurs obtenues par les formules empiriques.
- ✓ Les débits calculés par la méthode de GRADEX (pour les grandes périodes de retour surtout) sont plus proches à la moyenne des débits calculés par les formules empiriques, donc nous optons les valeurs obtenues par la méthode du GRADEX qui semble plus représentative.

Tableau III.23 Les valeurs des débits de pointe optées

Période de retour	10	50	100	1000	10000
Méthode de GRADEX (m³/s)	586	658	689	790	890

III.4.2. Hydrogrammes de crue (Touaibia, 2004)

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 :

$$Q_m = Q_{\max} \left(\frac{t}{T_m} \right)^2 \quad (\text{III.51})$$

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 :

$$Q_d = Q_{\max} \left(\frac{T_d - t}{T_d} \right)^3 \quad (\text{III.52})$$

Q_d : Débit instantané de la décrue (m^3/s) ;

T_d : Temps de la décrue en heures;

Q_{\max} : Débit maximum de la crue de fréquence considérée en (m^3/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 1,47 heure).
- $T_d = \delta \cdot T_m$;

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

Tableau III.24 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 $\delta=2,5$

$T_d = 2,5 \cdot 1,47 = 3,675$ heures.

Tableau III.25 Valeurs des débits de crues en fonction du temps

Temps (heures)	Période de retour (ans)				
	10	50	100	1000	10000
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,2	10,85	12,18	12,92	14,62	16,47
0,4	43,39	48,72	51,68	58,49	65,90
0,6	97,63	109,62	116,28	131,61	148,27
0,8	173,56	194,88	206,73	233,98	263,59
1	271,18	304,50	323,01	365,59	411,87
1,2	390,50	438,48	465,14	526,45	593,09
1,4	531,52	596,83	633,11	716,55	807,26
1,47	586,00	658,00	698,00	790,00	890,00
1,67	495,44	556,31	590,13	667,91	752,46
1,87	414,72	465,68	493,99	559,10	629,87
2,07	343,29	385,47	408,90	462,80	521,38

Temps (heures)	Période de retour (ans)				
	10	50	100	1000	10000
2,27	280,57	315,04	334,19	378,24	426,12
2,47	225,99	253,76	269,19	304,67	343,23
2,67	179,00	200,99	213,21	241,31	271,86
2,87	139,02	156,10	165,59	187,41	211,14
3,07	105,48	118,44	125,64	142,20	160,20
3,27	77,83	87,39	92,70	104,92	118,20
3,47	55,48	62,30	66,09	74,80	84,27
3,67	37,89	42,54	45,13	51,08	57,54
3,87	24,47	27,48	29,15	32,99	37,17
4,07	14,67	16,47	17,47	19,77	22,28
4,27	7,91	8,88	9,42	10,66	12,01
4,47	3,63	4,08	4,33	4,90	5,51
4,67	1,27	1,42	1,51	1,71	1,92
4,87	0,25	0,28	0,29	0,33	0,37
5,15	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

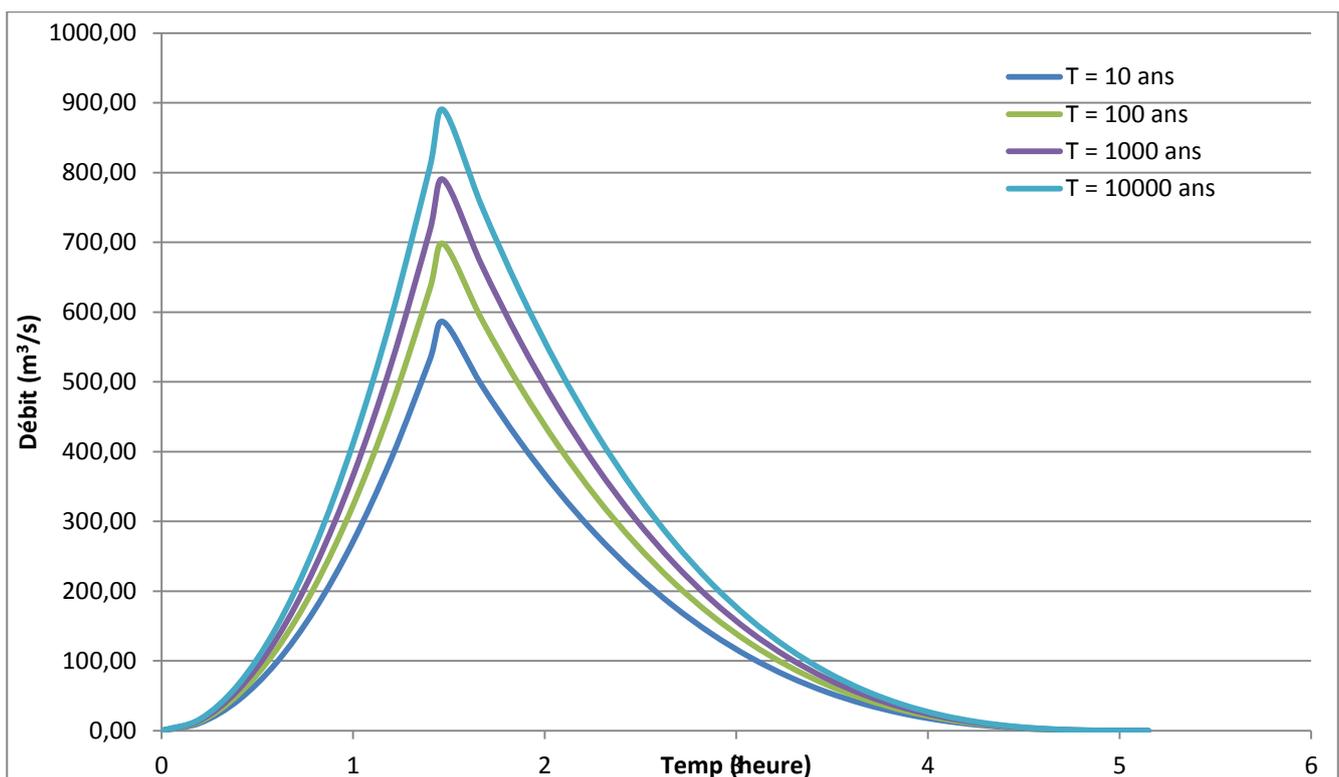


Figure III.14 Hydrogrammes des crues probables en fonction du temps (SOKOLOVSKY)

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.26 Crue de projet recommandée

Catégories des dommages	Crue de projet recommandée 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 "Ig" qui est lié à tous ces paramètres tel que :

$$I_g = I_a \times I_d \times I_r. \quad (III.53)$$

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.27 Choix de la crue de projet.

Le risque	Risque faible	Risque moyen (modère)	Risque important
Hydrologie	Bonne connaissance	Connaissance moyennes	Incertitude
Géologie et géotechnique	Peu ou pas de difficulté	Quelques difficultés	Difficiles
Risque ou non de rupture	Faible	Moyen	Important
a crue de projet	$Q_{\max}(1\%)+\text{revanche}$	$Q_{\max}(1\%)+\text{revanche}$ 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 et que le risque en aval est moyen (le barrage est à 1,5 km de la ville d'ADEKAR), 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 $Q = 790 \text{ m}^3/\text{s}$.

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 trouve la puissance nécessaire pour ce transport dans la perte de charge qu'elle subit. Le champ d'exploitation de vitesse varie tout au long du profil de l'oued d'amont en aval.

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

La capacité de charriage est liée à la nature granulométrique des matériaux et varie dans le temps et dans l'espace avec le débit liquide.

La répartition entre le charriage et la suspension dépend essentiellement de la dimension des matériaux rapportés à la vitesse de l'eau et la turbulence de l'écoulement.

En tout point d'une rivière d'alimentation, le débit solide est défini par les caractéristiques hydrologiques de son bassin versant.

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)

$$Es = \frac{1}{36} \left[\frac{Pm^2}{Pa} \right]^{2,65} \left[\frac{h}{S} \right]^{0,46} \quad (\text{III.54})$$

Avec :

Es : Taux d'abrasion en (t/Km²/an).

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

Pa: Pluie moyenne annuelle (mm).

h= 45%*(Hmax - Hmin) (m).

S: Surface du bassin versant (km²).

AN: h= 527,85m, Pm=198,94 mm (mois de décembre), Pa=1222.62 mm

D'où : **Es = 755,36 t/Km²/an**

En tenant compte du poids spécifique moyen des sédiments $\gamma_s = 1.4 \text{ t/m}^3$.

Le volume mort annuel est exprimé comme suit :

$$Vm = \frac{Es \times S \times T}{\gamma_s} \quad (\text{III.55})$$

T : Duré de vie de l'ouvrage T=50ans

AN :

$$\mathbf{Vm = 1,63 \text{ Mm}^3}$$

B) Formule de Tixeront :

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

$$Vm = (1,05 \div 1,10) \frac{Q_s \cdot T}{\delta_s} \quad (\text{III.56})$$

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

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

Q_s : Débit solide en (tonne/an).

$$Q_s = \alpha \cdot L_e^{0.15} \cdot S \quad (\text{III.57})$$

Avec :

L_e : lame d'eau écoulé (mm)

S : surface du bassin versant (km²)

α : Caractéristique de perméabilité.

Tableau III.28 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 : $Q_s = 5524,4 \text{ m}^3/\text{s}$

AN : Le volume annuel est exprimé comme suit :

$$V_m = 1,10 \frac{5524,4 \cdot 50}{1,4}$$

$$V_m = 2,17 \text{ Mm}^3$$

C) Formule de Saidi

$$E_s = 19 \cdot M_0^{1,246} \cdot C_e^{-0,885} \quad (\text{III.58})$$

Avec :

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

C_e : Coefficient de l'écoulement.

A.N : $E_s = 1163,04 \text{ t/km}^2/\text{an}$

$$V_m = \frac{E_s \times S \times T}{\gamma_s} \quad (\text{III.59})$$

S : surface du BV (km²)

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

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

AN :

$$V_m = 2,52 \text{ Mm}^3$$

Récapitulation :

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.29 Les valeurs du volume mort en suspension

Formule	L'érosion spécifique (t/km ² /an)	Volume mort (Mm ³)
TIXERONT	/	2,17
FOURNIER	755,36	1,63
SAIDI	1163,04	2,52

La valeur moyenne est de 2,11 Mm³

On opte la valeur la plus proche de la moyenne, celle de TIXERONT, donc **Vm = 2,17 Mm³**

Résultat et commentaire

La station d'Azefoune ne dispose que de 11 années d'observation (1976 à 87), avec un taux moyen de 560 (t/km²/an). Cette période d'observation est considérée comme courte, et n'est pas suffisante pour évaluer le volume de transport solide (en suspension) car elle ne permet pas d'analyser l'évolution du cours d'eau et son comportement surtout que cette période à la plus faible pluviométrie dans la série qu'on possède. De plus les chiffres donnés semblent faibles par rapport à la configuration de la région.

Dans cette étude, a eu recours à des méthodes empiriques comme la formule de TIXERONT, la formule de FOURNIER et la formule de SAIDI. Le volume mort a été estimé à 2,17 millions de m³, pour une période d'exploitation de 50 ans, avec un poids spécifique de 1,4 t/m³.

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 transport solide par charriage = 0,33 Mm³

Donc, le volume mort durant 50 ans de vie de la retenue sera estimé à **2,5 Mm³**.

III.6. Régularisation des débits

L'étude de régularisation du barrage projeté sur l'Oued Flidoun 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.
- La régularisation interannuelle est utilisée lorsque les apports sont inférieurs à la consommation. Dans ce cas de figure, les eaux des saisons humides sont stockées pour être distribuées lors des saisons sèches. 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.30 Répartition mensuelle de l'apport.

Mois	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Janv.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juill.	Aout	annuel
Apport (Mm ³)	0,003	1,285	2,739	6,162	6,232	6,085	4,398	4,358	2,433	0,203	0,002	0,000	33,9
Apport (%)	0,01	3,79	8,08	18,18	18,38	17,95	12,97	12,85	7,18	0,60	0,01	0,00	100,00

On remarque la période octobre-Avril a un apport important, alors que la période de Juin-Septembre est sèche.

III.6.2. Répartition mensuel des besoins :

Tableau III.31 Répartition mensuelle des besoins.

Mois	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Janv.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juill.	Aout	annuel
Besoin (Mm ³)	3	3	1	1	1	1	1	1	3,5	3,5	3,5	3,5	26
Besoin (%)	11,54	11,54	3,85	3,85	3,85	3,85	3,85	3,85	13,46	13,46	13,46	13,46	100

Source: Direction des ressources en eau Bejaia

III.6.3. Courbes «Hauteurs – Capacités - Surfaces»

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

$$DV_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot \Delta H \quad (\text{III.60})$$

S_i : Surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_i en m^2 ;

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

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

ΔV : Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveaux successives en Mm^3 .

$$DV_1 = \frac{2}{3} \cdot S_{moy} \cdot \Delta H \quad (\text{III.61})$$

Le tableau III.30 nous donne les coordonnées des courbes Hauteurs-Capacité-Surface

Tableau III.32 Courbe topographiques et volumétriques :

Côte (m)	V (hm^3)	S (km^3)
295	0	0
300	0,551	0,0623
305	1,514	0,1666
310	2,974	0,2583
315	4,916	0,3597
320	7,464	0,5017
325	10,788	0,6702
330	15,035	0,8713
335	20,263	1,0617
340	26,44	1,2502
345	33,578	1,4462
350	41,706	1,6459

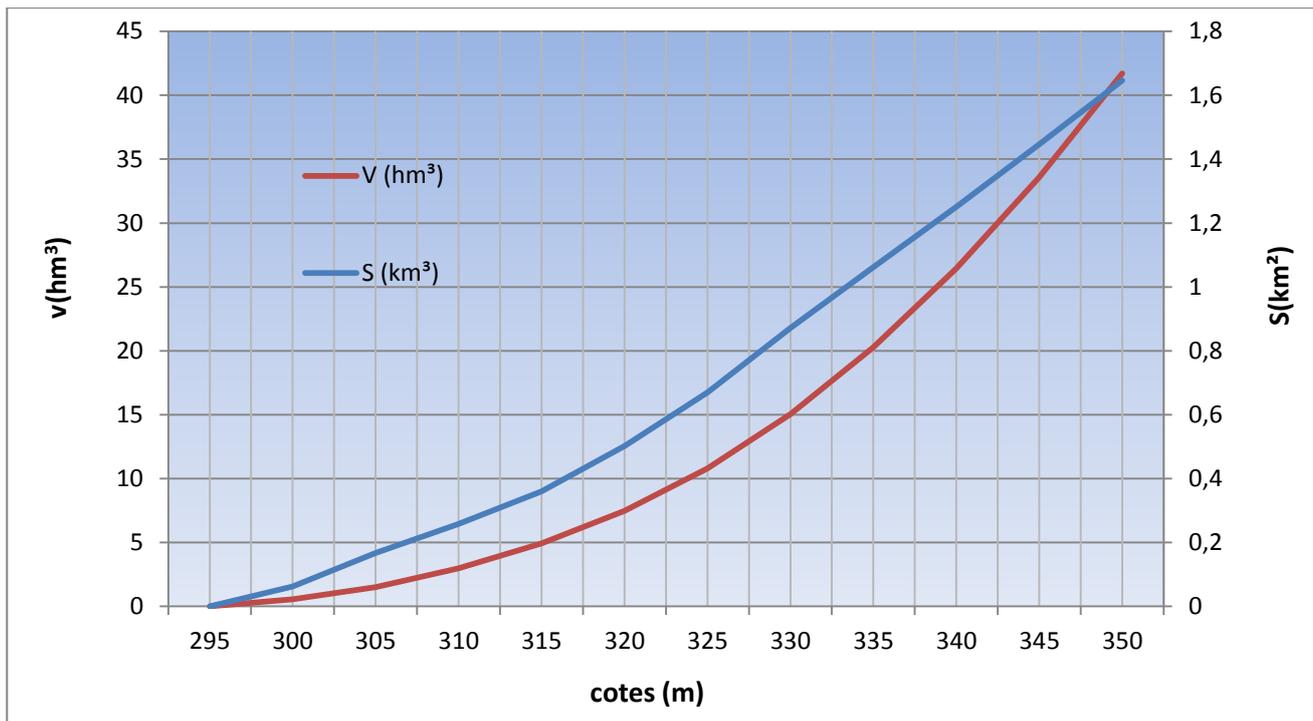


Figure III.15 Courbe hauteur-surface-volume

III.6.4. Calcul du volume utile (Touaibia, 2001)

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.

$$\text{Les calculs se font comme suit : } V_{rf} = V_{ri} + (W-U). \quad (\text{III.62})$$

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.

L'alternance de la période de remplissage ou de restitution, s'appelle temps de fonctionnement. A ce dernier s'ajoutent les consignes d'exploitation qui sont au nombre de deux :

- **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.33 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		
				Vrf	Vri	S	Vrf	Vri	S
Nov.	2,74	0,90	1,74	4,24	2,5			2,5	1,74
Déc.	6,16	0,90	5,16		4,24		0,76	2,5	5,16
Jan	6,23	0,90	5,23	9,40	9,40		-2,66	2,5	1,00
Fév.	6,09	0,90	5,09	14,63	14,63		1,50	6,73	
Mars	4,40	0,90	3,40	19,72	18,57	1,14	6,73	11,82	
Avril	4,36	0,90	3,36	21,97	18,57	3,40	11,82	15,22	
Mai	2,43	3,40	-1,07	21,93	18,57	3,36	15,22	18,57	
Juin	0,20	3,40	-3,30	17,51	17,51		18,57	17,51	
juill.	0,00	3,40	-3,50	14,21	14,21		17,51	14,21	
aout	0,00	3,50	-3,50	10,71	10,71		14,21	10,71	
sept	0,00	3,00	-3,00	7,21	7,21		10,71	7,21	
oct.	1,29	3,00	-1,72	4,22	4,22		7,21	4,22	
				2,5	2,5		2,5	2,5	
						7,9		2,5	7,9

Du tableau précédent, il ressort :

$$V_s = 23,97 \text{ Mm}^3.$$

$$V_d = 16,074 \text{ M m}^3.$$

Donc: le barrage fonctionne à un seul temps.

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

$$V_u = 16,074 \text{ Mm}^3$$

Le volume de la retenue normale sera :

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

$$D'où : V_{NNR} = V_m + V_u = 2,5 + 16,074 = 18,574 \text{ Mm}^3$$

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 :

$$V_{ep} = S_{moy} \cdot E_s \quad (III.63)$$

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.

$$V_{moy} = \frac{V_{rf,i} + V_{rf,i+1}}{2} \quad (III.64)$$

$V_{rf,i}$ 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 :

$$V_{inf} = \frac{\delta \cdot V_{moy}}{100} \quad (III.65)$$

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.34 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
Nov.	2,739	1	0,048	1,691	4,19	2,50				
						4,19		0,81	2,50	-1,69
Déc.	6,162	1	0,087	5,075	9,27	9,27		-1,33	2,50	-3,83
Jan	6,232	1	0,150	5,082	14,35	14,35		3,74	3,74	
Fév.	6,085	1	0,219	4,866	19,21	19,21		8,83	8,83	
Mars	4,398	1	0,270	3,128	22,34	19,83	2,51	13,69	13,69	
Avril	4,358	1	0,298	3,060	22,89	19,83	3,06	16,82	16,82	
Mai	2,433	3,5	0,322	-1,389	18,44	18,44		19,88	19,88	
Jun	0,203	3,5	0,325	-3,622	14,82	14,82		18,49	18,49	
juil	0,002	3,5	0,288	-3,786	11,03	11,03		14,87	14,87	
août	0	3,5	0,202	-3,702	7,33	7,33		11,08	11,08	
sept	0,003	3	0,113	-3,110	4,22	4,22		7,38	7,38	
oct	1,285	3	0,057	-1,772	2,45	2,45		4,27	4,22	
							5,57	2,50		-5,52

Du tableau précédant, il ressort :

$$V_s = 22,90 \text{ Mm}^3.$$

$$V_d = 17,38 \text{ Mm}^3.$$

Donc, le barrage fonctionne à un seul temps.

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

$$V_u = 17,38 \text{ Mm}^3$$

Le volume normal de la retenue sera :

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

$$D'o\grave{u} : V_{\text{NNR}} = V_m + V_u = 17,38 + 2,5 = 19,88 \text{ Mm}^3$$

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

Donc, le volume utile saisonnier est de **17,38 Mm³**.

Il correspond à un niveau **NNR = 335 .63m**

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 :

$$Q \cdot dt = q \cdot dt + S \cdot dh \quad (\text{III.66})$$

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 :

$$Q - q = S \cdot \frac{dh}{dt} \quad (\text{III.67})$$

$\frac{dh}{dt}$: 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 :

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial X} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial y}{\partial X} = gA (S_0 - S_f) + q \frac{Q}{A} \quad (\text{III.68})$$

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

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad (\text{III.69})$$

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 la 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 :

$$S_0 = S_f \quad (\text{III.70})$$

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

$$I - O = \frac{dS}{dt} \quad (\text{III.71})$$

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'emmagasinement 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'emmagasinement 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 :

$$\Delta S = S_2 - S_1 = \int_{t_1}^{t_2} I dt - \int_{t_1}^{t_2} O dt \quad (\text{III.72})$$

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

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

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.

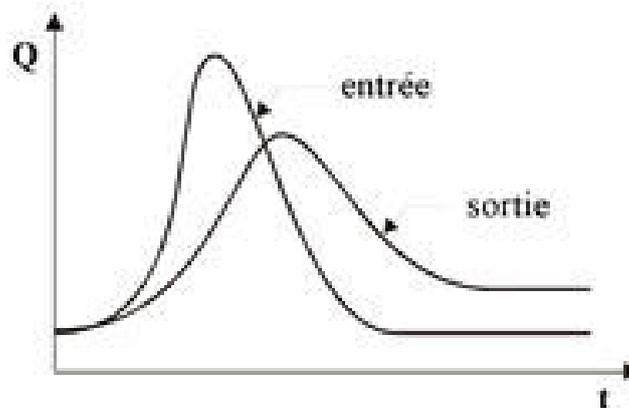


Figure III.16 Laminage à travers un barrage

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

$$2 \frac{S_2}{\Delta t} + O_2 = I_1 + I_2 + 2 \frac{S_1}{\Delta t} + O_1 - 2O_1 \quad (\text{III.74})$$

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 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 :

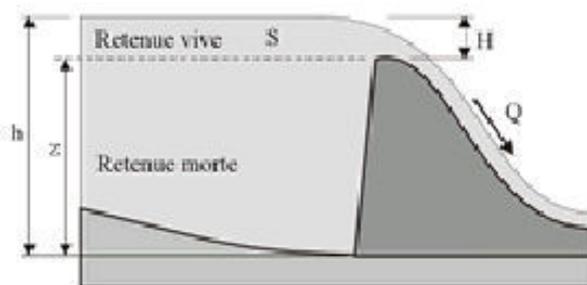


Figure III.17 Evacuateur à surface libre à entonnement frontal

$$Q = CBH^{3/2} = CB(h - z)^{3/2} \quad (\text{III.75})$$

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 :

$$Q = mA \sqrt{2gh} \quad (\text{III.76})$$

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 :

$$S = Ah \quad (\text{III.77})$$

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

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

$$S = a_0 + a_1h + a_2h^2 + a_3h^3 + \dots + a_nh^n \quad (\text{III.78})$$

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 :

$$Q = mb\sqrt{2g}H^{3/2} \quad (\text{III.79})$$

Pour b= 15 m et m = 0,49 : $Q = 43,41 H^{3/2}$

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.

$$V(Mm^3) = 0,0195H^2 - 11,935H + 1829$$

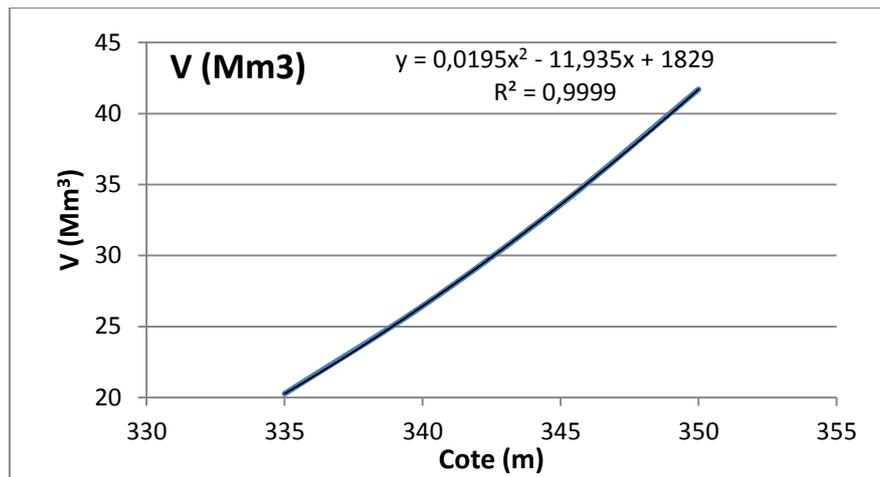


Figure III.18 Modélisation de la courbe capacité- hauteur

La courbe surface –hauteur peut être modélisée par l'équation linéaire (figure3.19) avec un coefficient de corrélation $r = 0.9998$ entre les altitudes 335m NGA et 350m NGA.

$$S(km^2) = 0,039H - 11,997$$

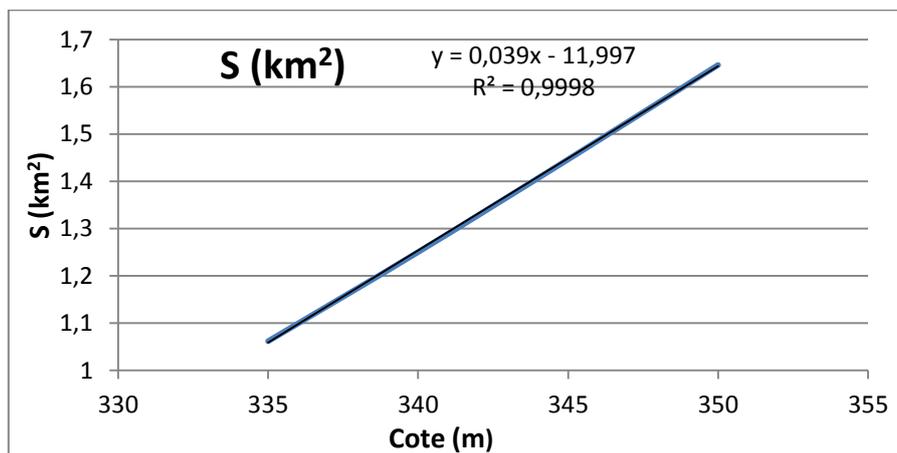


Figure III.19 Modélisation de la courbe surface-hauteur

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

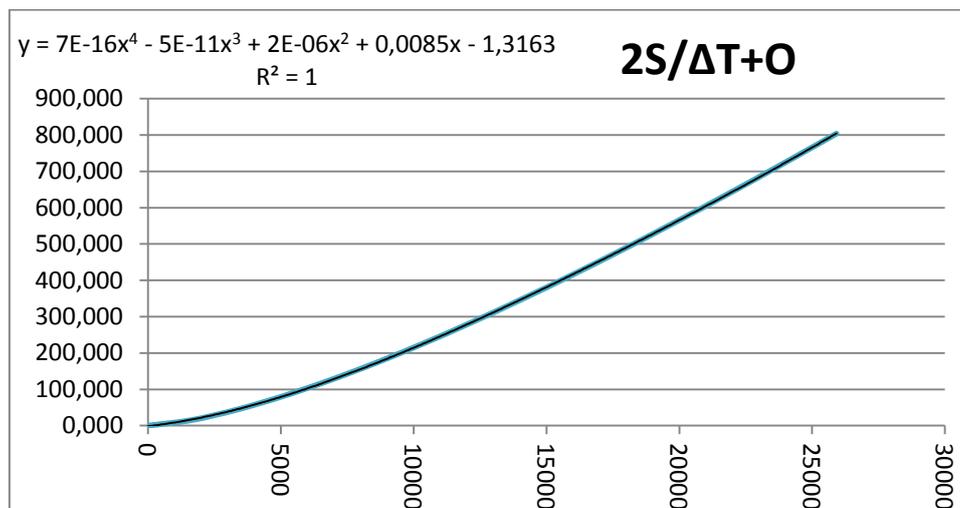
Initialement le débit de sortie $Q_s = 0 \text{ m}^3/\text{s}$ et la hauteur $H = 0\text{m}$, le volume stocké $V_s = 0\text{m}^3$.

La valeur maximal de débit d'entrée $Q_e = 790 \text{ m}^3/\text{s}$ nous donne la plage à couvrir avec le variable H : $790 = 43,41 H^{3/2}$, soit $H_{\max} = 6,92 \text{ m}$.

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

Tableau III.36 Calcul de la courbe caractéristique du barrage pour b=15 m.

H (m)	COTE (m NGA)	Q (m ³ /s)	S (km ²)	2S/ΔT+O
0	335,63	0,000	0	0,00
0,5	336,13	15,348	584300	1638,40
1	336,63	43,410	1176210	3310,66
1,5	337,13	79,749	1777870	5018,28
2	337,63	122,782	2389280	6759,67
2,5	338,13	171,593	3010440	8533,93
3	338,63	225,565	3641350	10340,42
3,5	339,13	284,244	4282010	12178,72
4	339,63	347,280	4932420	14048,45
4,5	340,13	414,389	5592580	15949,33
5	340,63	485,339	6262490	17881,14
5,5	341,13	559,930	6942150	19843,68
6	341,63	637,994	7631560	21836,77
6,5	342,13	719,382	8330720	23860,27
7	342,63	803,964	9039630	25914,05

**Figure III.20** Courbe caractéristique du barrage pour b=15 m.

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.37 Calcul de l'hydrogramme de sortie pour b=15 m.

T (heure)	I (m ³ /s)	I1+I2 (m ³ /s)	2S/Δt + O (m ³ /s) (1)	2S/Δt + O - 2O (m ³ /s) (3)	O (m ³ /s) (2)
0	0,00				
0,2	14,62	14,62	0,00	0,00	0,00
0,4	58,49	73,12	14,62	22,28	0,00
0,6	131,61	190,11	95,40	101,41	0,00
0,8	233,98	365,59	291,52	293,45	0,00
1	365,59	599,56	659,03	652,99	3,02
1,2	526,45	892,04	1252,55	1232,73	9,91
1,4	716,55	1243,00	2124,77	2082,77	21,00
1,47	790,00	1506,55	3325,77	3249,58	38,09
1,67	667,91	1457,91	4756,13	4633,97	61,08
1,87	559,10	1227,01	6091,88	5921,93	84,98
2,07	462,80	1021,90	7148,94	6938,02	105,46
2,27	378,24	841,04	7959,91	7715,79	122,06
2,47	304,67	682,91	8556,83	8287,31	134,76
2,67	241,31	545,98	8970,22	8682,67	143,78
2,87	187,41	428,73	9228,65	8929,63	149,51
3,07	142,20	329,62	9358,36	9053,54	152,41
3,27	104,92	247,12	9383,16	9077,22	152,97
3,47	74,80	179,72	9324,34	9021,05	151,65
3,67	51,08	125,88	9200,77	8903,00	148,89
3,87	32,99	84,07	9028,88	8738,73	145,07
4,07	19,77	52,76	8822,80	8541,72	140,54
4,27	10,66	30,44	8594,49	8323,34	135,57
4,47	4,90	15,56	8353,78	8092,99	130,40
4,67	1,71	6,60	8108,55	7858,17	125,19
4,87	0,33	2,04	7864,78	7624,62	120,08
5,15	0,00	0,33	7626,66	7396,36	115,15

Le calcul de l'hydrogramme laminaire pour les différentes largeurs b de 15 à 65 m est donné dans le **tableau III.38**

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

Hydrogramme d'entrée			Hydrogrammes de sortie (m ³ /s)											
			Hd=2,81m	Hd=2,59m	Hd=2,27m	Hd=2,41m	Hd=2,20m	Hd=2,22m	Hd=2,10m	Hd=2,08m	Hd=2,07m	Hd=1,98m	Hd=1,90m	Hd=1,83m
Temps (heures)	Q (m ³ /s)	Q1+Q2 (m ³ /s)	B=15 m	B=20 m	B=25 m	B=30 m	B=35 m	B=40 m	B=45 m	B=50 m	B=55 m	B=60 m	B=65 m	B=70 m
0	0													
0,2	14,62	14,62	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,4	58,49	73,12	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,6	131,61	190,11	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,8	233,98	365,59	0,00	0,00	0,00	0,78	1,61	2,56	2,89	3,24	4,09	4,46	5,27	5,45
1	365,59	599,56	3,02	4,07	5,82	7,68	9,06	10,73	11,98	12,96	14,30	15,47	16,56	17,42
1,2	526,45	892,04	9,91	13,16	15,76	19,82	22,04	25,37	28,05	30,51	33,15	35,54	37,47	39,36
1,4	716,55	1243,00	21,00	27,62	31,42	39,79	43,16	49,94	54,61	60,16	65,73	69,79	73,56	76,83
1,47	790,00	1506,55	38,09	49,57	54,82	71,11	75,85	89,08	96,32	107,56	118,97	125,07	131,87	136,84
1,67	667,91	1457,91	61,08	78,49	85,03	113,37	119,26	142,17	152,11	171,54	191,93	200,02	209,92	216,52
1,87	559,10	1227,01	84,98	107,76	114,90	156,14	162,47	195,11	206,97	233,95	263,00	272,18	283,22	290,73
2,07	462,80	1021,90	105,46	132,02	139,09	190,48	196,62	235,93	248,57	279,81	313,60	322,79	333,05	340,55
2,27	378,24	841,04	122,06	150,98	157,63	215,75	221,39	264,01	276,58	308,94	343,46	351,96	360,76	367,68
2,47	304,67	682,91	134,76	164,85	170,95	232,37	237,45	280,41	292,31	323,30	355,38	362,81	370,20	376,20
2,67	241,31	545,98	143,78	174,09	179,66	241,37	245,95	286,88	297,74	325,66	353,22	359,42	365,65	370,60
2,87	187,41	428,73	149,51	179,32	184,45	244,00	248,17	285,40	295,00	318,84	340,84	345,81	351,09	354,96
3,07	142,20	329,62	152,41	181,18	185,99	241,54	245,39	277,89	286,14	305,44	321,64	325,47	329,89	332,74
3,27	104,92	247,12	152,97	180,31	184,90	235,19	238,81	266,04	272,94	287,68	298,39	301,19	304,78	306,72
3,47	74,80	179,72	151,65	177,30	181,75	226,05	229,46	251,34	256,95	267,36	273,22	275,14	277,86	279,02
3,67	51,08	125,88	148,89	172,69	177,04	215,05	218,27	234,98	239,40	245,91	247,69	248,86	250,71	251,23
3,87	32,99	84,07	145,07	166,94	171,21	202,95	205,98	217,93	221,27	224,40	222,89	223,45	224,45	224,44
4,07	19,77	52,76	140,54	160,46	164,65	190,38	193,21	200,92	203,31	203,59	199,55	199,61	199,81	199,40

4,27	10,66	30,44	135,57	153,57	157,67	177,83	180,44	184,46	186,04	184,00	178,10	177,75	177,25	176,51
4,47	4,90	15,56	130,40	146,55	150,52	165,65	168,02	168,94	169,81	165,95	158,73	158,06	156,97	155,99
4,67	1,71	6,60	125,19	139,58	143,41	154,07	156,21	154,57	154,85	149,59	141,52	140,59	139,02	137,85
4,87	0,33	2,04	120,08	132,82	136,49	143,26	145,16	141,45	141,24	134,95	126,38	125,26	123,31	122,02
5,15	0,00	0,33	115,15	126,37	129,86	133,29	134,95	129,61	128,99	121,99	113,18	111,91	109,69	108,31
5,35	0,00	0,00	110,45	120,27	123,57	124,15	125,59	118,99	118,04	110,56	101,72	100,34	97,94	96,49
5,55	0,00	0,00	106,00	114,53	117,62	115,81	117,03	109,49	108,26	100,50	91,77	90,31	87,79	86,31
5,75	0,00	0,00	101,78	109,13	112,02	108,19	109,21	100,96	99,52	91,62	83,09	81,57	79,00	77,50
5,95	0,00	0,00	97,77	104,04	106,73	101,22	102,04	93,29	91,67	83,74	75,48	73,92	71,33	69,83
6,15	0,00	0,00	93,97	99,25	101,73	94,82	95,47	86,37	84,60	76,73	68,78	67,19	64,62	63,12
6,35	0,00	0,00	90,37	94,74	97,02	88,93	89,42	80,11	78,23	70,47	62,84	61,24	58,71	57,22
6,55	0,00	0,00	86,94	90,47	92,56	83,52	83,85	74,43	72,45	64,86	57,56	55,96	53,48	52,01
6,75	0,00	0,00	83,68	86,45	88,34	78,52	78,72	69,26	67,22	59,81	52,85	51,25	48,84	47,39
6,95	0,00	0,00	80,57	82,65	84,36	73,90	73,98	64,55	62,45	55,25	48,63	47,03	44,70	43,28
7,15	0,00	0,00	77,62	79,05	80,59	69,63	69,59	60,25	58,10	51,13	44,84	43,25	41,01	39,61
7,35	0,00	0,00	74,80	75,65	77,01	65,66	65,52	56,31	54,13	47,39	41,41	39,84	37,69	36,32
7,55	0,00	0,00	72,12	72,43	73,63	61,98	61,75	52,69	50,49	43,99	38,32	36,76	34,70	33,36
7,75	0,00	0,00	69,56	69,37	70,42	58,56	58,24	49,36	47,15	40,89	35,51	33,97	32,00	30,69
7,95	0,00	0,00	67,11	66,48	67,38	55,38	54,98	46,29	44,08	38,06	32,95	31,44	29,56	28,28
8,15	0,00	0,00	64,77	63,73	64,49	52,41	51,94	43,46	41,25	35,47	30,62	29,14	27,34	26,09

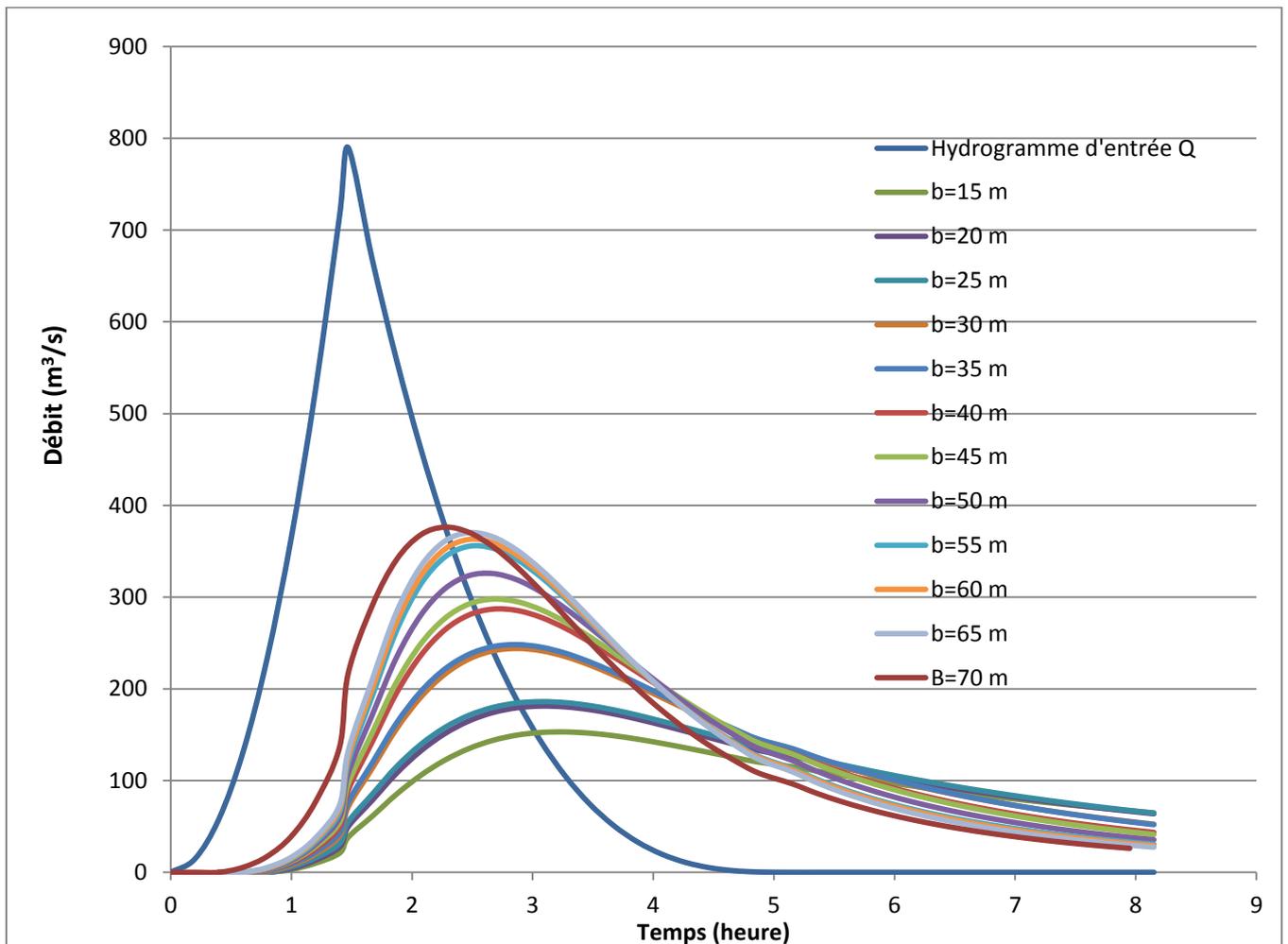


Figure III.21 Hydrogrammes de sorties

Tableau III.39 Tableau récapitulatif des résultats de laminage

B (m)	Hd (m)	NPHE (m NGA)	q laminé (m ³ /s)	V forcé (Mm ³)
15	2,81	338,44	152,97	3,39
20	2,59	338,22	181,18	3,13
25	2,27	337,90	185,99	2,73
30	2,41	338,04	244,00	2,90
35	2,20	337,83	248,17	2,64
40	2,22	337,85	286,88	2,66
45	2,10	337,73	297,74	2,52
50	2,08	337,71	325,66	2,49
55	2,07	337,70	355,38	2,47
60	1,98	337,61	362,81	2,36
65	1,90	337,53	370,20	2,27
70	1,83	337,46	376,34	2,18

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 (Touaibia, 2001)

$$R = h + \frac{V^2}{2g} + S \quad (\text{III.80})$$

Avec :

$$h = \frac{1}{2} + \frac{1}{3} \sqrt{F} \quad (\text{III.81})$$

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

$$V = \frac{3}{2} + \frac{2}{3} h \quad (\text{III.82})$$

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 [$F = 1,5\text{km}$] ;

S : Marge de sécurité = 0.5m ;

A.N:

$$h = 0,5 + 0,33\sqrt{1,5} = 0,91 \text{ m}$$

$$V = 1,5 + 0,66 \cdot h = 1,5 + 0,66 \cdot 0,91 = 2,11\text{m/s}$$

$$R = 0,91 + \frac{2,11^2}{2 \cdot 9,81} + 0,5 = 1,64\text{m}$$

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

$$R = 0,75H + \frac{v^2}{2g} + S \quad (\text{III.83})$$

$$H = 0,75 + 0,34 \cdot \sqrt{F} - 0,26 \cdot \sqrt[4]{F} \quad (\text{III.84})$$

Avec: H : Hauteur des vagues

F : Le fetch (expliqué dans le paragraphe précédent) = 1,5 km

A.N: $H = 0,879$

$$\text{Formule de Gaillard: } V = 1.5 + 2.H = 1.5 + 2 \cdot 0.879 = 3.26 \text{ m/s} \quad (\text{III.85})$$

Donc: $R = 1.70 \text{ m}$

c) Formule Simplifiée

$$R = 1 + 0,3\sqrt{F} \quad (\text{III.86})$$

A.N : $R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{1,5} = 1,37 \text{ m}$

Tableau III.40 Résultats de calcul de la revanche

Formule	MAILLET et PACQUANT	STENVENSON et GAILLARD	Simplifiée	Moyenne
Valeur de la Revanche (m)	1.64	1.70	1.37	1.57

Conclusion : On prend la valeur la plus proche de la moyenne. Donc celle obtenue par la formule de MAILLET et PACQUANT : **R=1,64m**

III.8.2. Tassement de la digue et fondations

Le tassement est calculé par les formules suivantes :

$$T = 0.015 h_b \quad (\text{III.87})$$

$$T = 0.001 h_b^{3/2} \quad (\text{III.88})$$

Avec :

T = Tassement de la crête du barrage.

h_b = Hauteur du barrage.

Donc le tassement est estimé à **0,65 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 :

$$\text{Formule T.KNAPPEN} \quad b = 1,65H_b^{0,5} \quad (\text{III.89})$$

$$\text{Formule E.F.PREECE} \quad b = 1,1H_b^{0,5} + 1 \quad (\text{III.90})$$

$$\text{Formule SIMPLIFIEE (Anonyme)} \quad b = 3,6.H_b^{1/3} - 3 \quad (\text{III.91})$$

$$\text{Formule pratique (USBR)} \quad b = 5 / 3 \sqrt{H_b} \quad (\text{III.92})$$

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

$$H_b = NNR - C_f + h_{dév} + R + t \quad (\text{III.93})$$

NNR : cote du niveau NNR (m NGA)

Cf : Cote du fond = 296 m

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

R : Revanche = 1,64 m, t : tassement = 0,65 m.

Tableau III.41 Résultats de calcul de la largeur en crête.

B (m)	H (m)	NPHE (m NGA)	q laminé (m ³ /s)	V forcé (Mm ³)	cote (m NGA)	Hb (m)	Largeur en crête (m)				
							KNAP.	PREECE	SIMPLIF.	PRATIQ.	MOYENNE
20	2,59	338,22	181,18	3,13	340,51	44,51	11,01	8,34	9,76	11,12	10,06
25	2,27	337,90	185,99	2,73	340,19	44,19	10,97	8,31	9,73	11,08	10,02
30	2,41	338,04	244,00	2,90	340,33	44,33	10,99	8,32	9,74	11,10	10,04
35	2,20	337,83	248,17	2,64	340,12	44,12	10,96	8,31	9,72	11,07	10,01
40	2,22	337,85	286,88	2,66	340,14	44,14	10,96	8,31	9,72	11,07	10,02
45	2,10	337,73	297,74	2,52	340,02	44,02	10,95	8,30	9,71	11,06	10,00
50	2,08	337,71	325,66	2,49	340,00	44,00	10,94	8,30	9,71	11,06	10,00
55	2,07	337,70	355,38	2,47	339,99	43,99	10,94	8,30	9,71	11,05	10,00
60	1,98	337,61	362,81	2,36	339,90	43,90	10,93	8,29	9,70	11,04	9,99
65	1,90	337,53	370,20	2,27	339,82	43,82	10,92	8,28	9,69	11,03	9,98
70	1,83	337,46	376,34	2,18	339,75	43,75	10,91	8,28	9,69	11,02	9,97

On opte pour une largeur en crête de = 10m.

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 :

$$Vb = \sum Vi \quad (\text{III.94})$$

$$Vi = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot L \quad (\text{III.95})$$

Avec :

Vi : le volume de barrage à la cote i.

Li : distance entre deux coupes voisines.

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

$$S_i = \frac{b + Bi}{2} \cdot H_i \quad (\text{III.96})$$

$$Bi : \text{largeur de base ;} \quad Bi = (m_1 + m_2) Hi + b \quad (\text{III.97})$$

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 :

$$Hi = \text{NNR-Cf} + R + \text{Hd} + t \quad (\text{III.98})$$

Le prix du mètre cube de remblai est estimé à 500 DA.

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

Tableau III.42 Cout de la digue

B (m)	H b (m)	V b (m3)	Coût (DA)
20	44,51	2310000	1 155 000 000,00
25	44,19	2210000	1 105 000 000,00
30	44,33	2130000	1 065 000 000,00
35	44,12	2070000	1 035 000 000,00
40	44,14	2010000	1 005 000 000,00
45	44,02	2004000	1 002 000 000,00
50	44,00	1998000	999 000 000,00
55	43,99	1992000	996 000 000,00
60	43,90	1988000	994 000 000,00
65	43,82	1985000	985 000 000,00
70	43,75	1968000	984 000 000,00

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 :

$$\frac{Y}{H} = 0,47 \left(\frac{X}{H} \right)^{1,80} \quad (\text{III.99})$$

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.43 Coût de déversoir

B (m)	H (m)	S (m ²)	V _d (m ³)	Coût (DA)
20	2,59	60	1200	42 000 000,00
25	2,27	46	1150	40 250 000,00
30	2,41	52	1560	54 600 000,00
35	2,20	43,2	1512	52 920 000,00
40	2,22	43,4	1736	60 760 000,00
45	2,10	39,3	1768,5	61 897 500,00
50	2,08	39	1950	68 250 000,00
55	2,07	38,9	2139,5	74 882 500,00
60	1,98	34	2040	71 400 000,00
65	1,90	32,4	2106	71 435 000,00
70	1,83	32,2	2254	78 890 000,00

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.100)

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.101)

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

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

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

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

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

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

Tableau III.44 Coût de coursier.

B (m)	H (m)	Q (m ³ /s)	b _{coursier} (m)	b _{ext. cour.} (m)	S _{radier} (m ²)	H _{murs} (m ²)	S _{murs} (m ²)	S _{tot} (m ²)	V _{béton} (m ³)	Coût (10 ⁶ DA)
20	2,59	181,18	8,00	9,40	9,40	3,39	4,75	14,15	3962,59	138 690 552,83
25	2,27	185,99	8,09	9,49	9,49	3,07	4,30	13,79	3861,16	135 140 711,69
30	2,41	244,00	9,01	10,41	10,41	3,21	4,50	14,91	4175,47	146 141 624,52
35	2,20	248,17	9,08	10,48	10,48	3,00	4,20	14,68	4109,97	143 849 121,83
40	2,22	286,88	9,62	11,02	11,02	3,02	4,23	15,24	4268,27	149 389 467,10
45	2,10	297,74	9,76	11,16	11,16	2,90	4,06	15,23	4263,08	149 207 930,99
50	2,08	325,66	10,12	11,52	11,52	2,88	4,03	15,55	4354,26	152 399 272,20
55	2,07	355,38	10,48	11,88	11,88	2,87	4,02	15,90	4450,66	155 773 070,53
60	1,98	362,81	10,57	11,97	11,97	2,78	3,89	15,86	4439,96	155 398 483,18
65	1,90	370,20	10,65	12,05	12,05	2,70	3,78	15,83	4433,54	155 173 916,57
70	1,83	376,20	10,72	12,12	12,12	2,63	3,68	15,80	4424,37	154 853 003,86

Canal d'approche :

Le canal d'approche est un dispositif qui permet de réduire au minimum les pertes d'énergie et guider calmement la crue vers le seuil déversant, en supposant que sa forme est rectangulaire avec une charge d'eau H, une revanche de 1.64m et hauteur de pelle de 2.5m.

La hauteur totale du mur est déterminé par :

$$H_{ca} = H + R + P \quad (\text{III.102})$$

Le volume du canal d'approche est déterminer par :

$$V = S.L = H_{ca}.e.2 * L \quad (\text{III.103})$$

Avec :

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

Tableau III.45 Coût du canal d'approche.

B (m)	Hd (m)	Hca (m)	S (m ²)	V (m ³)	Coût (DA)
20	2,59	6,73	6,73	336,62	11 781 572,27
25	2,27	6,41	6,41	320,67	11 223 390,28
30	2,41	6,55	6,55	327,63	11 467 017,63
35	2,20	6,34	6,34	317,08	11 097 965,78
40	2,22	6,36	6,36	317,93	11 127 408,07
45	2,10	6,24	6,24	312,12	10 924 234,26
50	2,08	6,22	6,22	311,02	10 885 859,64
55	2,07	6,21	6,21	310,47	10 866 550,32
60	1,98	6,12	6,12	306,00	10 709 918,26
65	1,90	6,04	6,04	302,12	10 574 326,34
70	1,83	5,97	5,97	298,50	10 447 500,00

III.8.4.3. Coût total du barrage

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

Tableau III.46 Coût total du barrage.

B (m)	Hd(m)	Coût de la digue (10 ⁶ DA)	Coût de l'évacuateur (10 ⁶ DA)	Coût total (10 ⁶ DA)
20	2,59	1 155,00	192,47	1 347,47
25	2,27	1 105,00	186,61	1 291,61
30	2,41	1 065,00	212,21	1 277,21
35	2,2	1 035,00	207,87	1 242,87
40	2,22	1 005,00	221,28	1 226,28
45	2,1	1 002,00	222,03	1 224,03
50	2,08	999,00	231,54	1 230,54
55	2,07	996,00	241,52	1 237,52
60	1,98	994,00	237,51	1 231,51
65	1,9	985,00	237,18	1 222,18
70	1,83	984,00	238,56	1 222,56

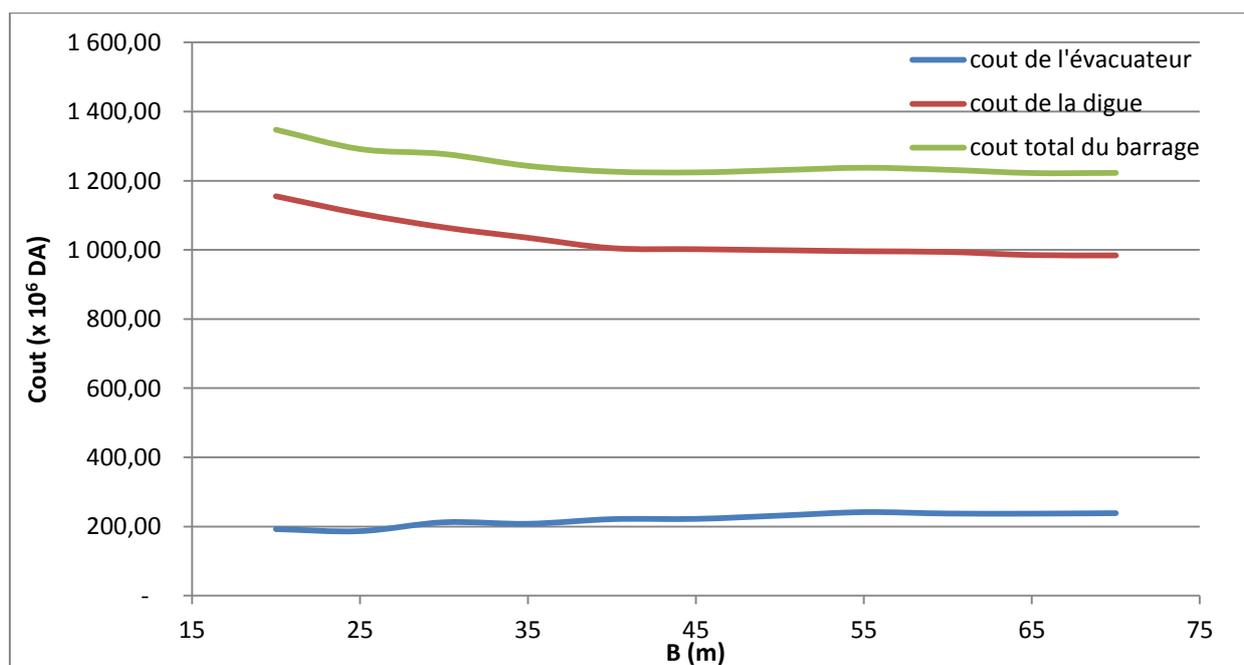


Figure III.22 Le coût de la digue, l'évacuateur et le total du barrage

Après l'étude d'optimisation on opte pour une largeur déversante de 65 m.

Tableau III.47 Résultats de l'étude d'optimisation.

Largeur déversante	Lame déversante	Débit déversant	Hauteur du barrage	Côte en crête
65 m	1,90 m	370,20 m ³ /s	43,82 m	339,82 m

Ce qui donne un coefficient d'amortissement :

$$F = \frac{\text{Débit laminé}}{\text{débit de crue}} \cdot 100 = \frac{370,20}{790} \cdot 100 = 47\%$$

Conclusion :

Dans ce chapitre on a déterminé toute les caractéristiques hydrologiques du bassin, et les données nécessaire pour le dimensionnement de l'évacuateur de crue tel que le débit de crue millénaire laminé qui égale à $370,20 \text{ m}^3/\text{s}$, et la cote NNR sur laquelle on doit caler la crête du déversoir égale à $335,63 \text{ m NGA}$, aussi la largeur optimale du déversoir est de 65 m avec une charge déversante de $1,9 \text{ m}$.

Avec un volume utile de $17,38 \text{ Mm}^3$, volume mort de $2,5 \text{ Mm}^3$ et volume de terre nécessaire entre 2 et 3 Mm^3 , on peut conclure que le barrage est rentable.

On récapitule les résultats de l'étude hydrologique, de la régularisation, de laminage des crues et de l'étude d'optimisation dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.45 Tableau récapitulatif de l'étude de la régularisation et du laminage

Denominations	Unités	Valeurs
Volume mort	Mm^3	2,50
Volume utile	Mm^3	17,38
Volume au NNR	Mm^3	19,88
Côte du fond	m NGA	296
Côte NNR	m NGA	335,63
Côte NPHE	m NGA	337,53
Tassement	m	0,65
Revanche	m	1,64
Côte en crête	m NGA	339,82
Largeur en crête	m	10
Debit évacué	m^3/s	370,20
Largeur du déversoir	m	65
Charge déversée	m	1,90

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 est $q_{év} = 371 \text{ m}^3/\text{s}$.
- La charge maximale déversant $H_d = 1,90 \text{ m}$.
- La largeur du déversoir $b=65 \text{ m}$.

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 ($q_{\text{év}}=371\text{m}^3/\text{s}$) 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 couteux 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 couteuse 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 couteux 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

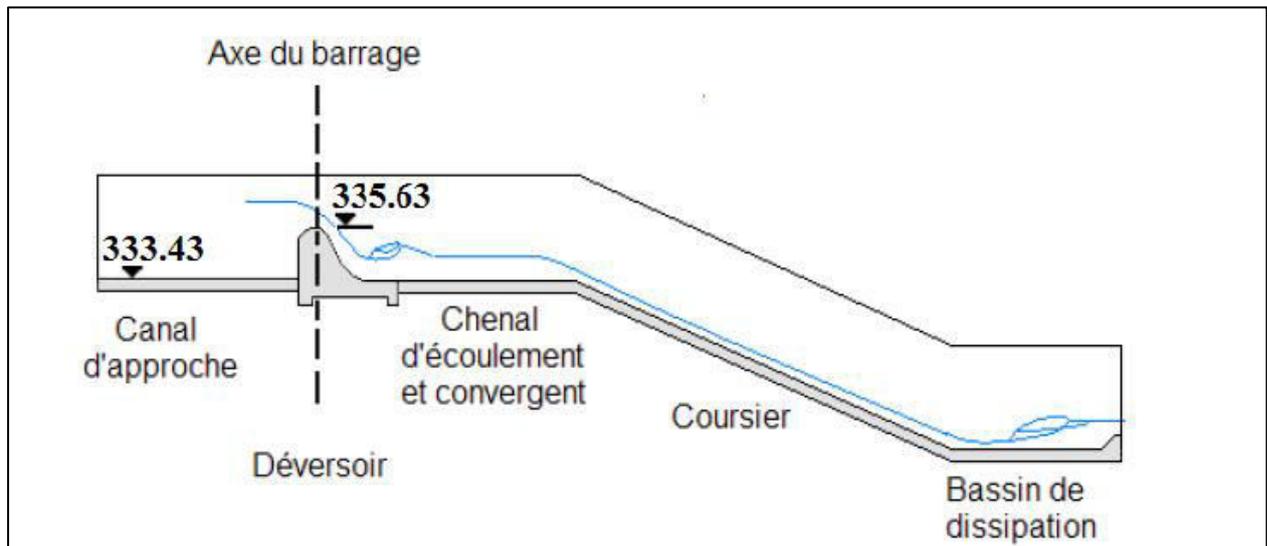


Figure IV.01. Schéma général d'un évacuateur latéral à entonnement frontal

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

- Le débit maximum à évacuer : $q_{év} = 371 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Longueur déversant : $L = 65 \text{ m}$
- Charge hydraulique au-dessus du déversoir : $H = 1.90 \text{ m}$
- Côte de la retenue normale : $NNR = 335.63 \text{ m}$

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).

$$0.4 < \frac{P}{H} \leq 1.6 \quad ; H=1.9 \Rightarrow 0.76 < P < 3.04P = \mathbf{2.2m}$$

$$h = 1.9 + 2.2 = 4.1\text{m}$$

$$V_a = \frac{371}{65 \times 4.1} = 1.4 \text{ m/s}$$

$V_a < V_{adm}$ 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, = 371 m³/s.

S : section mouillée = 266,5 m².

P : Périmètre mouillé du canal rectangulaire = 73,2 m.

R : rayon hydraulique, = 3,64 m.

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

I_0 : pente du fond.

$$I_0 = \left(\frac{0,03 \cdot 371}{2} \right)^2 = 0,00031 \quad \mathbf{I_0 = 0,031 \%}$$

➤ Hauteur du mur du canal d'approche

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

$$H_m = H + P + Re$$

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

$$Re = 0.6 + 0.05 \cdot 1.4 \cdot (1.90)^{1/3} = 0.69 \text{ m}$$

D'où la hauteur de mur est :

$$H_m = 1.90 + 2.20 + 0.69 = 4.79 \text{ m. On prend: } \mathbf{H_m = 4.80 \text{ m.}}$$

➤ 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.

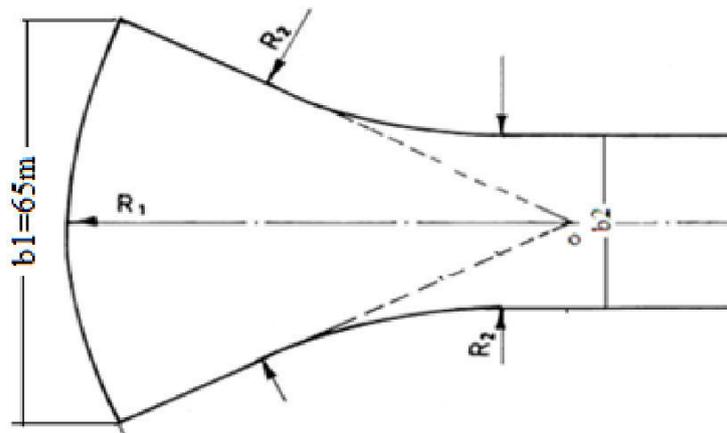


Figure IV.02 Forme du seuil de déversoir : Fan-shaped contraction (KHATSURIA R. M., 2005)

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

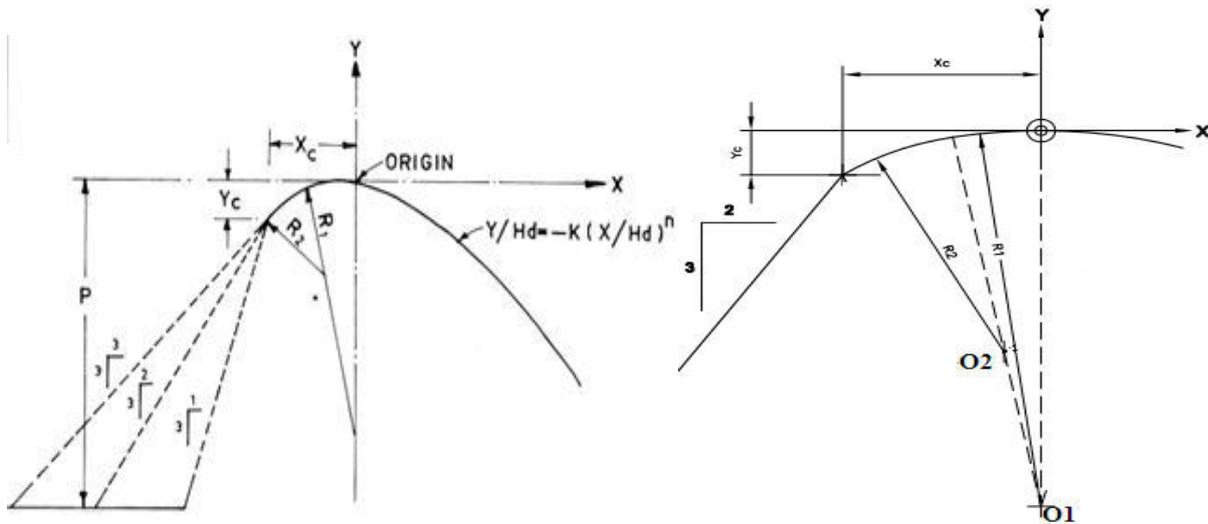


Figure IV.03 Paramètres du profil amont d'un déversoir USBR (KHATSURIA R. M., 2005)

IV.3.2.1. Quadrant amont

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

$$X_c = -0.223 * H = -0.42 \text{ m.}$$

$$Y_c = -0.06 * H = -0.114 \text{ m.}$$

$$R_1 = 0.554 * H = 1.05 \text{ m.}$$

$$R_2 = 0.31 * H = 0.59 \text{ m.}$$

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 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^*

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

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

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 :

$$Qd = 371 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H = 1.90 \text{ m} \quad Bd = 65.00 \text{ m}$$

Un coefficient de débit $m = 0.49$

La hauteur du parement amont : $P=2.20 \text{ m}$.

- 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	-0.2356
Ya	0.0323
Xb	-0.133
Yb	0.3971
Xc	0.418
Yc	1.3452
R1	0.874
R2	0.3781

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

$$Y_1 = 0.717 \text{ m}$$

$$P^* = 2.25 \text{ m}$$

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):

$$P^*/H_0 = 1.18 < 19 \quad \text{donc on applique (IV.06.a)} \quad R_{\text{rac}} = 2.46 \text{ m}.$$

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=1,90 m			
X/H	Surface Intérieure (Profil du déversoir)	Surface Extérieure	H(m)	X/H	Y/H	Y'/H
0	0,126	-0,831	1,900	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

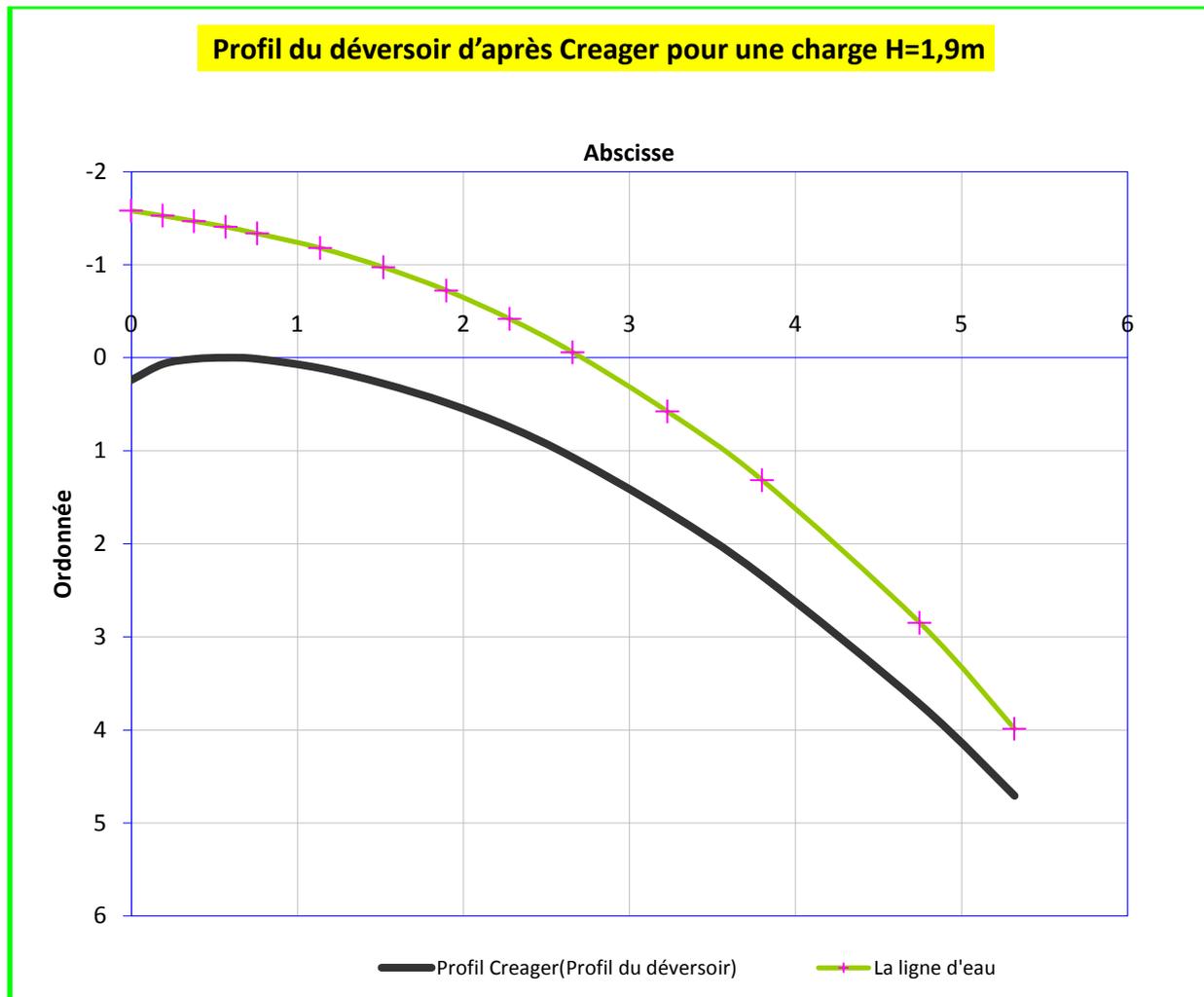


Figure IV.04 Profil du déversoir et de la nappe déversante (Creager)

D) Les paramètres du profil aval

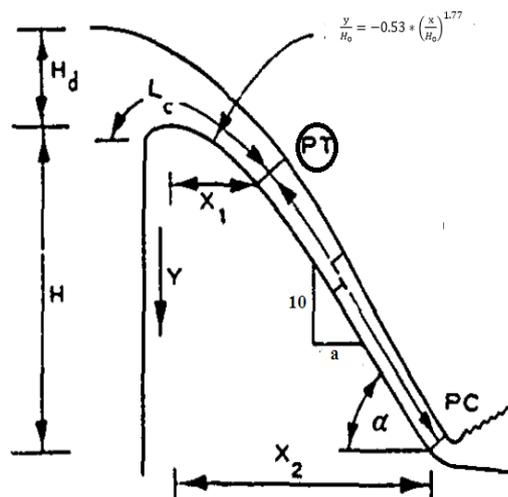


Figure IV.05 Paramètres du profil aval d'un déversoir USBR (KHATSURIA R. M., 2005)

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 :

$$\frac{X_l}{H_d} = 1,4 \text{ et à partir de l'abaque 1 – annexe on tire le rapport :}$$

$$\frac{L_c}{H_d} = 2.03 \text{ Donc : } L_c = 2.03 * H_d = 2.03 * 1.9 = 3.86 \text{ m.}$$

B) Longueur de la tangente (L_t)

À partir d'abaque 2 – annexe 1 :

$$\frac{Y_1}{H_d} = 0.94$$

$$Y_1 = 0.94 * H_d = 0.94 * 1.9 = 1.79 \text{ m}$$

$$Y_2 - Y_1 = 4.45 - 1.79 = 2.66 \text{ m}$$

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

$$\sin a = 0,83$$

$$L_T = \frac{Y_2 - Y_1}{\sin a} = 3.2 \text{ m}$$

Donc la longueur totale de déversement $L = L_c + L_T = 3.86 + 3.2 = 7.06 \text{ m}$

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 :

$$\frac{L}{K} = \frac{7.06}{0.61 * 10^{-3}} = 11.57 \times 10^3$$

En appliquant l'équation (IV.09) :

$$\begin{aligned} \frac{\delta}{L} &= 0,08 \left(\frac{L}{K} \right)^{-0,233} \\ &= 0,08 (0,113) \\ &= 0,00904 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\delta = 0.064 \text{ m}$$

2. Épaisseur de l'énergie δ_3

$$\delta_3 = 0,22\delta = 0.014 \text{ m}$$

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

$$d_p = Y_1 = 0,717 \text{ m (calculé par la formule...)}$$

$$V = Q_{\text{dév}} / (B * d_p) = 371 / (65 * 0,717) = 7,96 \text{ m/s.}$$

La vitesse et la profondeur au pied aval sont respectivement 7.96m/s et 0.717m

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

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

$$H_L = \frac{0,014(7,96)^3}{19.62 (5,71)}$$

$$HL = 0,063 \text{ m.}$$

5. Profondeur au pied aval (point PC)

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

$$= 0.717 + 0.18 * 0.064 = 0,73 \text{ m}$$

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

Correction de la vitesse :

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

$$= 371 / (65 * 0,73) = 7,82 \text{ m/s.}$$

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).

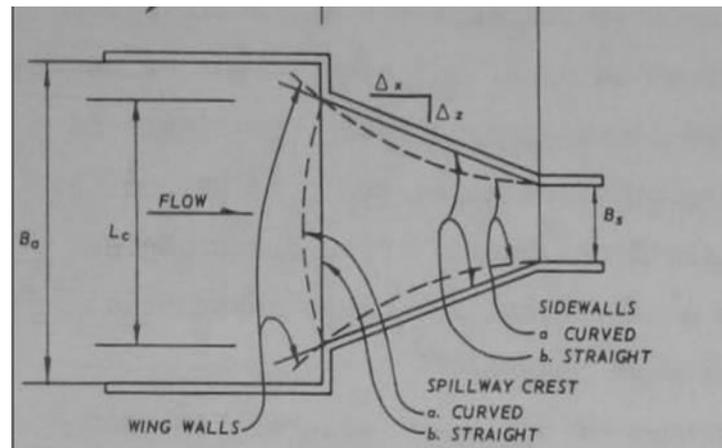


Figure IV.06 Forme du seuil et la contraction des murs du chenal d'écoulement (Cox, R. G. 1973)

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 **b**₂).

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

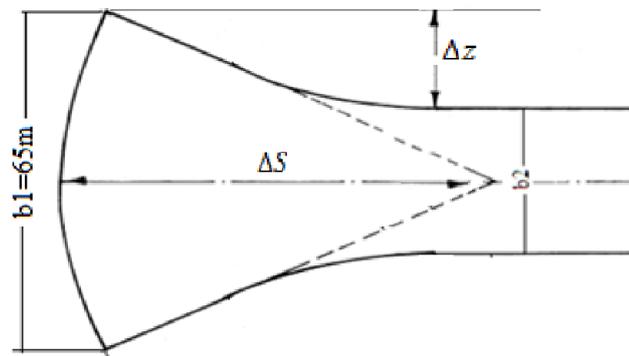


Figure IV.07 Δz et Δs du convergent

➤ 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) = 0.73m

$Q = 371 \text{ m}^3/\text{s}$.

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, (m³/s).

S : section mouillée, (m²).

R : rayon hydraulique, (m).

n : coefficient de Manning (n=0.013)

I₀ : pente du fond (I₀=0.08=8%).

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

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

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)	b ₂ (m)	h _n (m)	hc (m)	F	$\frac{\Delta s}{\Delta z}$	$\frac{1}{0.38 - 0.0116F}$	Condition (IV.4)
65	371	50	0	65	0,450	1,492				
65	371	50	2	61	0,468	1,556	6,06	25,00	3,23	Vérifié
65	371	50	4	57	0,488	1,628	6,09	12,50	3,23	1 Vérifié
65	371	50	8	49	0,535	1,801	6,17	6,25	3,24	Vérifié
65	371	50	10	45	0,564	1,906	6,21	5,00	3,25	Vérifié
65	371	50	14	37	0,637	2,172	6,30	3,57	3,26	Vérifié
65	371	50	15	35	0,659	2,254	6,32	3,33	3,26	Vérifié
65	371	50	15,5	34	0,671	2,298	6,33	3,23	3,26	Non Vérifié
65	371	50	16	33	0,684	2,344	6,35	3,13	3,26	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 = 35m, $\Delta s = 50\text{m}$, $\Delta z = 15\text{m}$, h_n=0,659m, hc=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, le coursier est convergent sur une longueur de 50m environ jusqu'à atteindre une largeur de 35 m. La pente de cette partie est faible, de 8%.

Le coursier est composé de 2 partie : la première est de longueur de 80 m et une pente de 8%, la deuxième a une longueur de 8 à m aussi et une pente de 30%. La largeur des 2 partie est de 35 m.

✓ 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.

$b_2= 35\text{m}$, $h_n=0,659\text{m}$, $h_c=2,254 \text{ m}$ 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 :

$b_2= 35\text{m}$, $h_n=0,659\text{m}$, $h_c=2,254\text{m}$

- **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:

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

Avec : S_0 : 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 la 1^{ère} partie du coursier (1ere 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)
2,254									
2,154	77,14	39,41	1,957	1,070	-0,070	0,0016	0,0784	-0,089	0
2,054	73,64	39,21	1,878	1,230	-0,230	0,0019	0,0781	-0,294	0
1,954	70,14	39,01	1,798	1,423	-0,423	0,0022	0,0778	-0,544	1
1,854	66,64	38,81	1,717	1,659	-0,659	0,0025	0,0775	-0,851	2
1,754	63,14	38,61	1,635	1,951	-0,951	0,0030	0,0770	-1,235	3
1,654	59,64	38,41	1,553	2,315	-1,315	0,0036	0,0764	-1,722	5
1,554	56,14	38,21	1,469	2,775	-1,775	0,0044	0,0756	-2,349	7
1,454	52,64	38,01	1,385	3,367	-2,367	0,0054	0,0746	-3,174	10
1,354	49,14	37,81	1,300	4,138	-3,138	0,0068	0,0732	-4,287	14
1,254	45,64	37,61	1,214	5,165	-4,165	0,0086	0,0714	-5,836	20
1,154	42,14	37,41	1,126	6,562	-5,562	0,0112	0,0688	-8,082	28
1,054	38,64	37,21	1,038	8,512	-7,512	0,0148	0,0652	-11,524	40
0,954	35,14	37,01	0,950	11,317	-10,317	0,0202	0,0598	-17,249	57
0,869	31,90	36,82	0,866	15,124	-14,124	0,0277	0,0523	-22,943	80

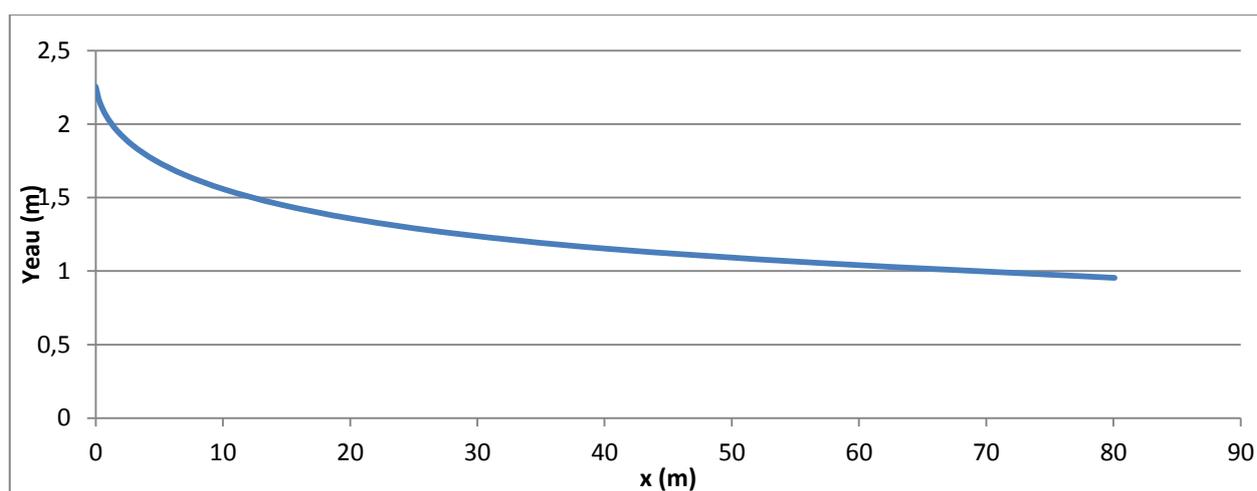
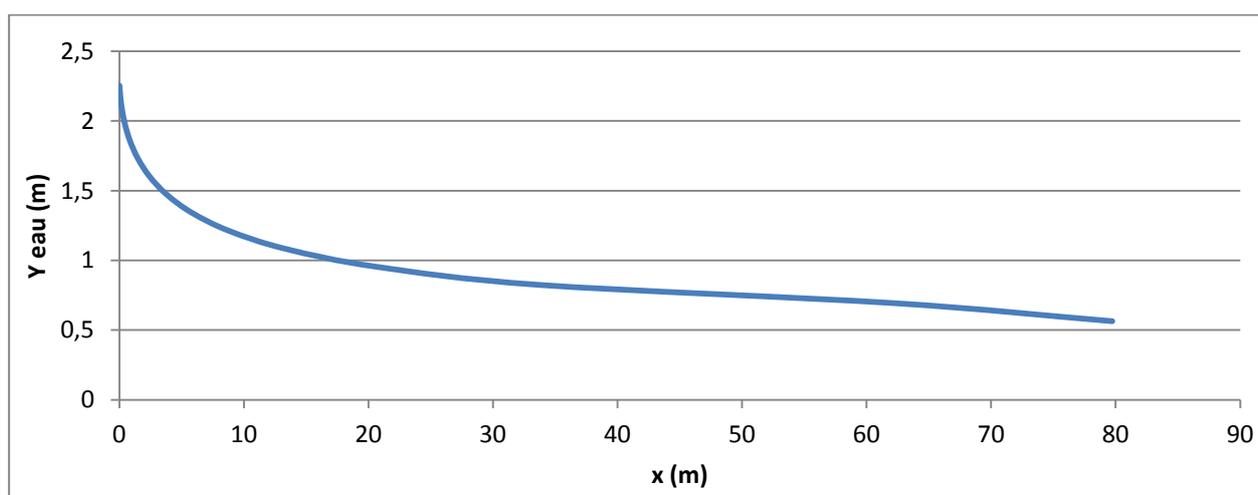


Figure IV.08 Graphique de la ligne d'eau dans la 1^{ère} partie de coursier (1ere variante).

Tableau IV.06 Calcul de ligne d'eau dans la 2^{er} partir du coursier (1ere 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)
2,254									
2,124	76,62	39,38	1,946	1,092	-0,092	0,0016	0,2984	-0,040	0
1,994	72,07	39,12	1,842	1,312	-0,312	0,0020	0,2980	-0,136	0
1,864	67,52	38,86	1,737	1,596	-0,596	0,0024	0,2976	-0,260	0
1,734	62,97	38,60	1,631	1,967	-0,967	0,0031	0,2969	-0,423	1
1,604	58,42	38,34	1,524	2,464	-1,464	0,0039	0,2961	-0,643	1
1,474	53,87	38,08	1,415	3,142	-2,142	0,0050	0,2950	-0,944	2
1,344	49,32	37,82	1,304	4,095	-3,095	0,0067	0,2933	-1,372	4
1,214	44,77	37,56	1,192	5,474	-4,474	0,0092	0,2908	-2,000	6
1,084	40,22	37,30	1,078	7,551	-6,551	0,0130	0,2870	-2,967	9
0,954	35,67	37,04	0,963	10,825	-9,825	0,0192	0,2808	-4,549	13
0,824	31,12	36,78	0,846	16,302	-15,302	0,0300	0,2700	-7,368	21
0,694	26,57	36,52	0,727	26,195	-25,195	0,0504	0,2496	-13,121	34
0,564	22,02	36,26	0,607	46,025	-45,025	0,0933	0,2067	-28,324	62
0,526	19,08	36,09	0,529	70,754	-69,754	0,1496	0,1504	-17,624	80

**Figure IV.09** Graphique de la ligne d'eau dans la 2^{eme} partie de coursier (1ere 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).

$$R = 0.06 + 0.05 * V * H^{(1/3)}$$

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 la 1^{ère} partie du coursier (1ere variante).

L (m)	H (m)	V	R (m)	H _{baj}
0	2,254	4,70	0,368	2,62
10	1,555	6,81	0,455	2,01
20	1,354	7,83	0,493	1,85
30	1,250	8,48	0,517	1,77
40	1,154	9,19	0,542	1,70
50	1,095	9,68	0,559	1,65
60	0,950	11,16	0,608	1,56
70	0,900	11,78	0,629	1,53
80	0,869	12,20	0,642	1,51

Tableau IV.08 Hauteur des murs bajoyers dans la 2^{ème} partie du coursier (1ere variante).

L (m)	H (m)	V	R (m)	H _{baj}
0	2,254	4,70	0,368	2,62
10	1,182	8,97	0,534	1,72
20	0,970	10,93	0,601	1,57
30	0,864	12,27	0,644	1,51
40	0,796	13,32	0,677	1,47
50	0,750	14,13	0,702	1,45
60	0,703	15,08	0,730	1,43
70	0,615	17,24	0,793	1,41
80	0,526	20,15	0,873	1,40

✓ **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 :

$$V_{cri} = 6.63 \cdot \sqrt{g \cdot R \cdot \cos \theta} \cdot \sqrt{1 + \frac{0.0011}{R^2}} \cdot \left(1 + \frac{8.71 \cdot n}{R^{1/6}}\right) \quad (\text{IV.17})$$

Avec: V_{cr} : La vitesse critique.

θ : Angle d'inclinaison du radier du coursier. $I = 8\% \Rightarrow \theta = 4,57^\circ$

$I = 30\% \Rightarrow \theta = 16,7^\circ$

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 la 1^{ère} partie du coursier (1ere variante).

Section	Y (m)	R (m)	V (m/s)	Vcr (m/s)	Vcr > V
0	2,254	2,00	4,70	32,26	vérifié
1	2,154	1,92	4,92	31,63	vérifié
2	2,054	1,84	5,16	30,99	vérifié
3	1,954	1,76	5,42	30,33	vérifié
4	1,854	1,68	5,72	29,64	vérifié
5	1,754	1,59	6,04	28,93	vérifié
6	1,654	1,51	6,41	28,19	vérifié
7	1,554	1,43	6,82	27,42	vérifié
8	1,454	1,34	7,29	26,62	vérifié
9	1,354	1,26	7,83	25,78	vérifié
10	1,254	1,17	8,45	24,91	vérifié
11	1,154	1,08	9,19	23,99	vérifié
12	1,054	0,99	10,06	23,03	vérifié
13	0,954	0,90	11,11	22,01	vérifié
14	0,869	0,83	12,20	21,09	vérifié

La condition est vérifiée le long de la 1ere partie, pas de risque d'apparition des vagues roulantes.

Tableau IV.10 Vérification de phénomène d'aération dans la 2^{ème} partie du coursier (1ere variante).

Section	Y (m)	R (m)	V (m/s)	Vcr (m/s)	Vcr > V
0	2,254	2,00	4,70	31,62	vérifié
1	2,124	1,89	4,99	30,82	vérifié
2	1,994	1,79	5,32	29,99	vérifié
3	1,864	1,68	5,69	29,12	vérifié
4	1,734	1,58	6,11	28,21	vérifié
5	1,604	1,47	6,61	27,26	vérifié
6	1,474	1,36	7,19	26,25	vérifié
7	1,344	1,25	7,89	25,19	vérifié
8	1,214	1,14	8,73	24,06	vérifié
9	1,084	1,02	9,78	22,86	vérifié
10	0,954	0,90	11,11	21,57	vérifié
11	0,824	0,79	12,86	20,17	vérifié
12	0,694	0,67	15,27	18,64	vérifié
13	0,564	0,55	18,79	16,93	Non vérifié
14	0,526	0,51	20,15	16,40	Non vérifié

La condition d'écoulement non aéré à partir de la section où $y=0,61\text{m}$ ce qui donne une longueur de 58m (la partie où la condition est vérifiée) et une vitesse critique de 17,56 m/s et $R=0,59$. Le coursier est non vérifié donc problème des vagues roulantes dans les 22 derniers mètres.

Dans la section 14 pour que la condition soit vérifiée il faut que $V < V_{cr} = 16,40$ m/s.

Si on prend $V = 16$ m/s la rugosité sera :

Par calcul itératif avec Excel, $n = 0,04$

Alors le coefficient de rugosité doit être supérieur à 0.04 pour éviter l'écoulement airé et non apparition de phénomène 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)

$Y_1 = 0,526$ m (la fin du coursier)

a- Calcul de la vitesse à l'entrée du dissipateur V_1 (m) :

$$v_1 = q / Y_1 \quad (IV.18)$$

AN : $V_1 = 20,15$ m/s

b- Calcul du nombre de Froude à l'entrée du dissipateur F_{R1} :

$$F_{R1} = \frac{v_1}{\sqrt{gY_1}} \quad (IV.19)$$

AN : $F_{R1} = 8,87$ 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 $(V_1 < 15$ m/s), on conçoit un dissipateur de type II.
 - Si $(V_1 > 15$ m/s), on conçoit un dissipateur de type III.

Dans notre cas il faut concevoir un bassin de **type III** ($V_1=20,15$ m/s ; et ; $F_{r1} = 8,87$)

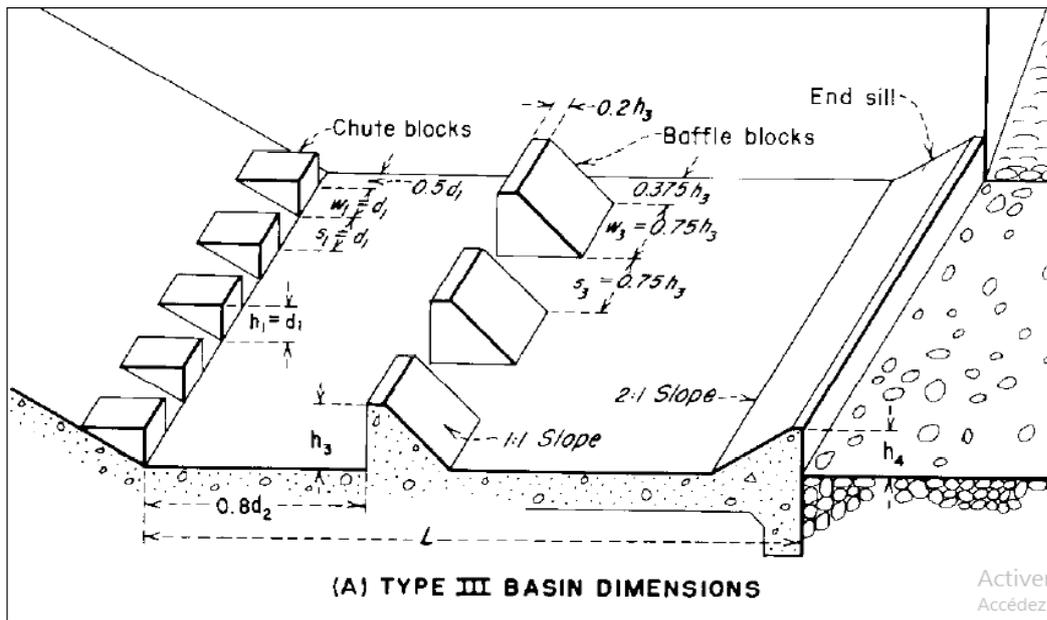


Figure IV.10 Schéma de bassin de dissipation USBR type III (Design of small dams, 1987)

d- Conception d'un dissipateur de Type III ($F_{r1} > 4.5$; $V_1 > 15$ m/s)

La hauteur conjuguée de (Y_1) :

$$\frac{Y_2}{Y_1} = 0.5 \left(\sqrt{8F_{r1}^2 + 1} - 1 \right) \tag{IV.20}$$

$$= 12,05$$

AN : $Y_2 = 6,34$ m

La longueur des dissipateurs (L_{III}) :

$$L_{III} = Y_2 (1.62 + 0.1788F_{r1} + 0.007F_{r1}^2) \tag{IV.21}$$

AN : $L_{III} = 23,82$ m, on prend $L=24$ 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	0,53
Épaisseur W	Y_1	0,53
Espace entre les dents S	Y_1	0,53

Le nombre de dents défléctrices (n) :

$$n = \frac{b}{2Y_1}$$

AN : n=33

➤ **Les dimensions des blocs de chicane :**

$$h_3 = Y_1 (0.545 + 0.175F_{r1}) \quad (IV.22)$$

AN : $h_3=1,1$ m.

Tableau IV.13 Dimensions des blocs de chicane

Grandeur	Formule	Valeur (m)
Hauteur	h_3	1,1
Epaisseur	$0,75 h_3$	0,83
Epaisseur supérieure	$0,2 h_3$	0,22
Espace entre les blocs	$0,75 h_3$	0,83

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 : $d_2=9.01$ m $d=7.21$, on prend : $d = 7,3$ m.

➤ **Les dimensions du seuil terminal**

$$h_4 = Y_1 (0.956 + 0.063F_{r1}) \quad (IV.24)$$

AN : $h_4=0,80$ m.

Epaisseur de la face supérieure du seuil= $0,04.h_4= 0,04$ 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 $b=25$ m, fruits des talus $m=1$ et une pente de $i=0,1\%$.

✓ **Profondeur critique**

$$h_c = \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0.015 * \sigma_{cr}^2 \right) * K$$

$$K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g * b^2}} \quad (IV.25)$$

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

A.N : $K = 2,82$ m $\sigma_{cr} = 0,113$ Alors : $h_c = 2,72$ m.

✓ **Pente critique**

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{S_{cr}^2 * C_{cr}^2 * R_{cr}} \quad (IV.26)$$

Avec :

S_{cr} : Surface mouillée. $S_{cr} = b * h_c = 67,89 \text{ m}^2$.

$$R_{cr} : \text{Rayon hydraulique} : R_{cr} = \frac{S}{P} = \frac{67,89}{25+2*2,72} = 2,23 \text{ m.}$$

$$C_{cr} : \text{Coefficient de Chézy} : C_{cr} = \frac{1}{n} * R^{1/6} = \frac{1}{0,013} * 2,23^{1/6} = 87,92$$

D'où : $I_{cr} = 0.17\%$.

✓ **Profondeur normal**

La profondeur normal est de : $h_n = 3,25 \text{ m}$. (Par itération).

✓ **Vitesse dans le canal**

$$V = \frac{Q}{S} = 4,57 \text{ m/s.}$$

✓ **Froude** : $F = \frac{V}{\sqrt{g * h}} = \frac{4,57}{\sqrt{9,81 * 3,25}} = 0,81 < 1$ 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).

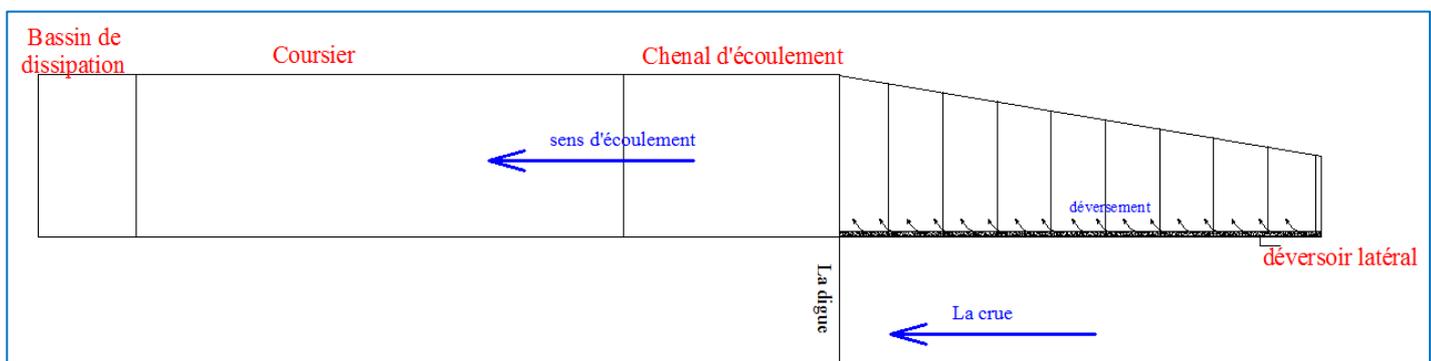


Figure IV.11 description de l'évacuateur de crue latéral.

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 = 371 m³/s

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

b : Largeur du déversoir en m

$$l = \frac{Q}{m \cdot H^{3/2} \cdot \sqrt{2g}} \quad (\text{IV.28})$$

$$l = \frac{371}{0.30 \cdot 1.9^{3/2} \cdot \sqrt{2g}} = 88,84 \text{ m.}$$

h : Charge hydraulique

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

$$0.4 < \frac{P}{H} \leq 1.6 \quad ; H=1.9 \Rightarrow 0.76 < P < 3.04 \quad \mathbf{P=2.2m}$$

$$h = 1.9 + 2.2 = 4.1 \text{ m}$$

$$V_a = \frac{371}{88,84 \times 4.1} = 1,02 \text{ m/s}$$

$V_a < V_{adm}$ 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 :

$$Q = \frac{1}{n} * S * R^{2/3} I_0^{1/2}$$

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

Où: Q : débit déversant, = 371 m³/s.

S : section mouillée = 364,24 m².

P : Périmètre mouillé du canal rectangulaire =97,04 m.

R : rayon hydraulique, = 3,75 m.

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

I_0 : pente du fond.

$$I_0 = \left(\frac{0,03 \cdot 371}{364,24 \cdot 3,75^3} \right)^2 = 0,00016 \quad \mathbf{I_0=0,016 \%}$$

✓ Hauteur du mur du canal d'approche

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

$$H_m = H + P + R_e$$

$$R_e = 0.6 + 0.05V(H)^{1/3}$$

$$R_e = 0.6 + 0.05 \cdot 1.02 \cdot (1.90)^{1/3} = 0.66 \text{ m}$$

D'où la hauteur de mur est :

$$H_m = 1.90 + 2.20 + 0.66 = 4.76 \text{ m. on prend } H_m = 4.80 \text{ m.}$$

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=1,9 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-Ofitsérova à H=1m			Profil du déversoir d'après Creager-Ofitsérova à H=1,9 m			
X/H	Surface Intérieure (Profil du déversoir)	Surface Extérieure	H(m)	X/H	Y/H	Y'/H
0	0,126	-0,831	1,900	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

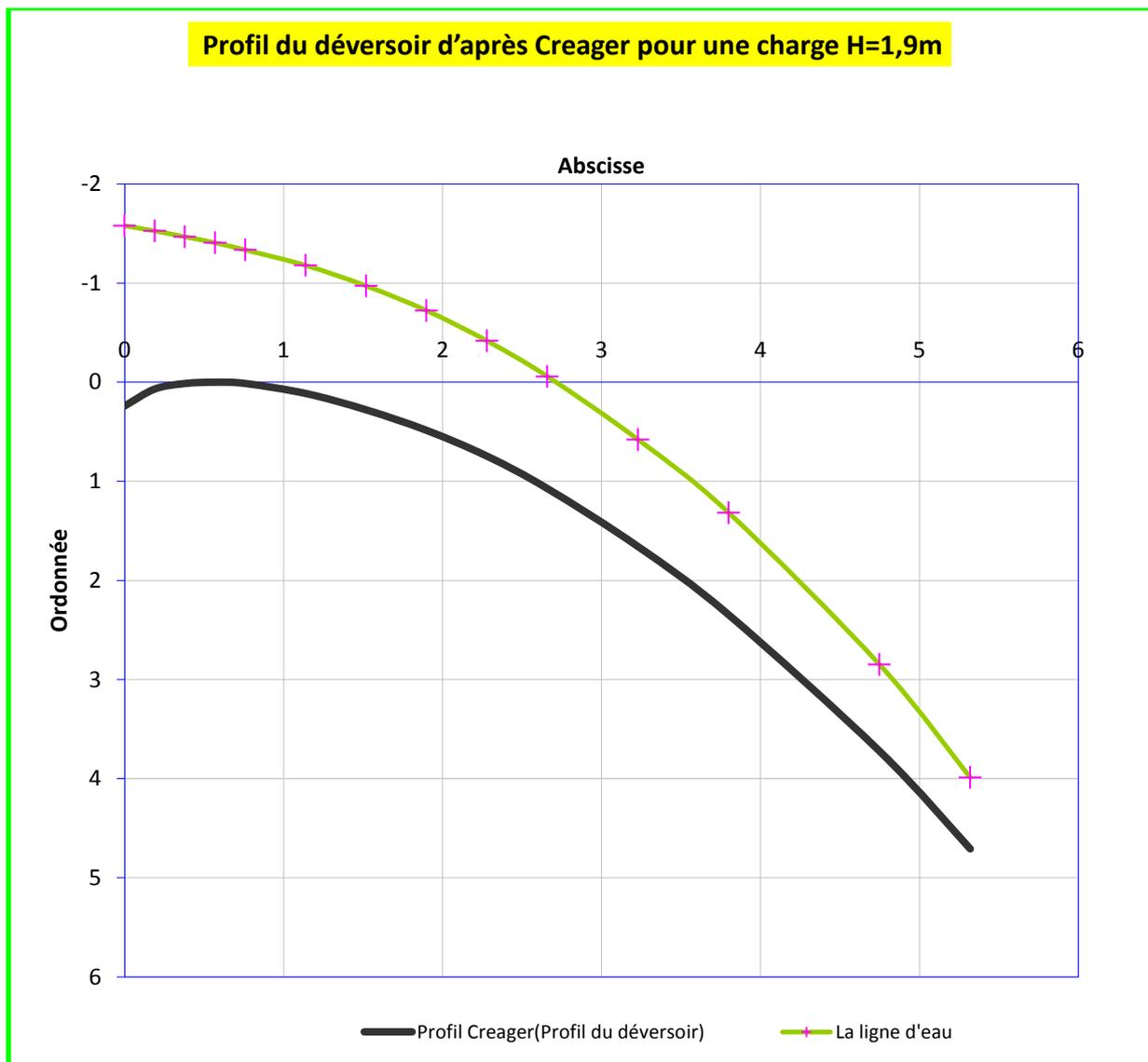


Figure IV.12 Profil du déversoir et de la nappe déversante

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: $L = L_c + L_T = 3.86 + 3.2 = 7.06 \text{ m}$

Angle de raccordement : 51.53°

✓ **Quadrant amont** : d'après les graphes en annexe VII,

On a: $h_0 = V^2/2g$

$h_0/H_d = 0,03$

$X_c = 0.2677 * H = 0.51 \text{ m.}$

$Y_c = 0.114 * H = 0.22 \text{ m.}$

$R_1 = 0.515 * H = 0.98 \text{ m.}$

$R_2 = 0.216 * H = 0.41 \text{ m.}$

La figure suivante présente la proposition pour le parement amont du l'USCE (United States Army, Corps of Engineers), 1958. La courbe du la crête se compose de trois arcs circulaires.

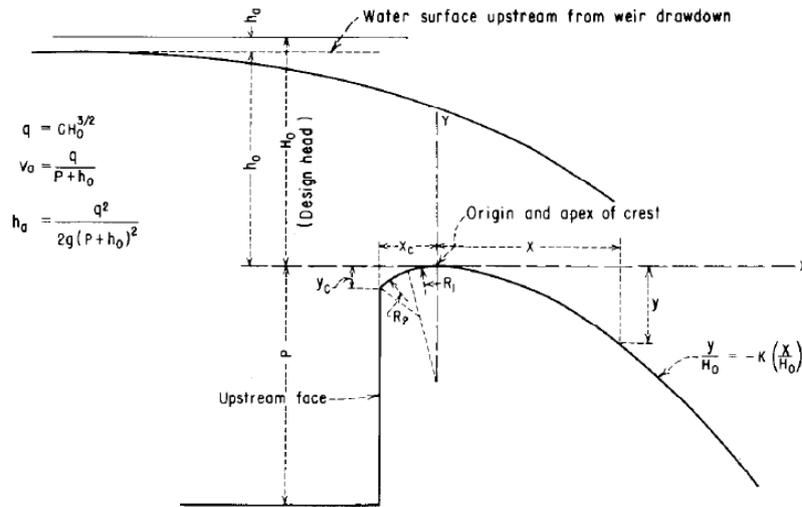


Figure IV.13 détail du quadrant amont. (Design of small dams, 1987)

Le tableau suivant montre les origines O, rayons de courbure R et domaines de validité relatifs à Hd pour le quadrant amont.

Tableau IV.15 Les origines O pour les rayons Ri.

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 = 2.65 m < 10 m.

D'où : R = 0.5*2.2 ce qui donne : R = 1,1 m.

✓ **Calcul hydraulique**

Au point du 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.

$$b = \frac{Q}{15} = \frac{371}{15} = 24,73 \text{ m.}$$

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.

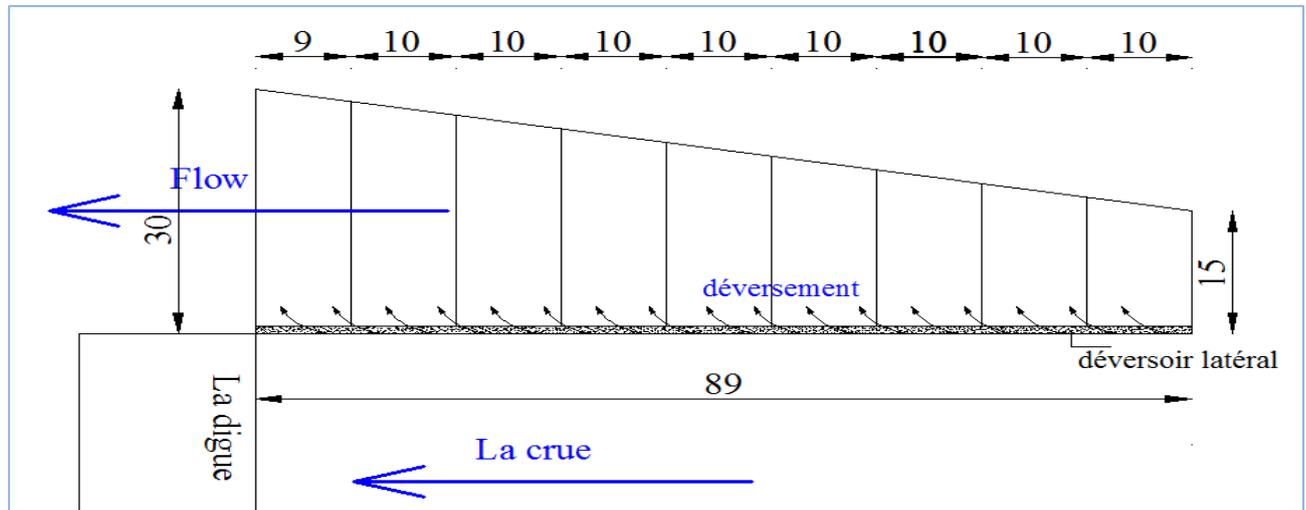


Figure IV.14 Vue en plan du canal latéral (auge de réception) divisé en tranches.

Etapes du calcul de la ligne d'eau:

Pour un béton ordinaire, on prend la vitesse admissible d'écoulement $V= 6$ m/s et le coefficient de rugosité de Manning $n= 0,016$ s/ m^{1/3}. Le coefficient de débit du seuil déversoir latéral est $m= 0,36$. La longueur déversante est 88,84 m, on prend 89 m. on admet aussi une pente de 0,2%.

La méthode: On va utiliser la méthode USBR2,

On divise la longueur de l'auge en tranche, on fait le calcul de la ligne d'eau pour chaque tranche, selon l'équation suivante

$$\Delta y = \frac{Q_1}{g} \left(\frac{V_1+V_2}{Q_1+Q_2} \right) \left[(V_2 - V_1) + \frac{V_2(Q_2-Q_1)}{Q_1} \right] \tag{IV.30}$$

- ✓ Pour la première tranche (x varie entre 80 et 89 m → le débit est maximum) on fixe une hauteur d'eau de départ (à x = 89 m, y = 333 m),
- ✓ La cote du fond (Bed) est donnée par le terrain. La ligne d'eau WS est calculée par $WS_{i-1} + \Delta y$ proposé, et on calcule tous les paramètres h, V, Q, ... et finalement et on calcul Δy on utilisant l'équation précédente, en aura donc la hauteur donc y à x=80 m)

Tableau IV.16 Calcul de la ligne d'eau dans la première tranche x=80 à 89 m).

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
X	Δx	Bed	Trial Δy	WS	h	A	Q	V	P	Δy	ALPHA Δy	R	ht	Δy
89		330,93		333,440	2,51	78,45	372	4,74	35,61			2,203		
80	9	330,95	1	334,440	3,492	105,44	334	3,17	37,81	0,802	0,882	2,789	0,00589	0,888
			0,9	334,340	3,392	102,26	334	3,27	37,58	0,774	0,851	2,721	0,00648	0,858
			0,83	334,270	3,322	100,03	334	3,34	37,43	0,753	0,828	2,673	0,00693	0,835

On fait varier Δy jusqu'à avoir $\Delta y_{\text{calculé}} > \Delta y_{\text{proposé}}$, on préconise donc cette dernière Δy proposé

LES TABLEAU SONT DANS L'ANNEXES III

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	331,108	335,5
10	331,088	335,48
20	331,068	335,41
30	331,048	335,31
40	331,028	335,18
50	331,008	335,02
60	330,988	334,83
70	330,968	334,59
80	330,948	334,27
88,84	330,93	333,44

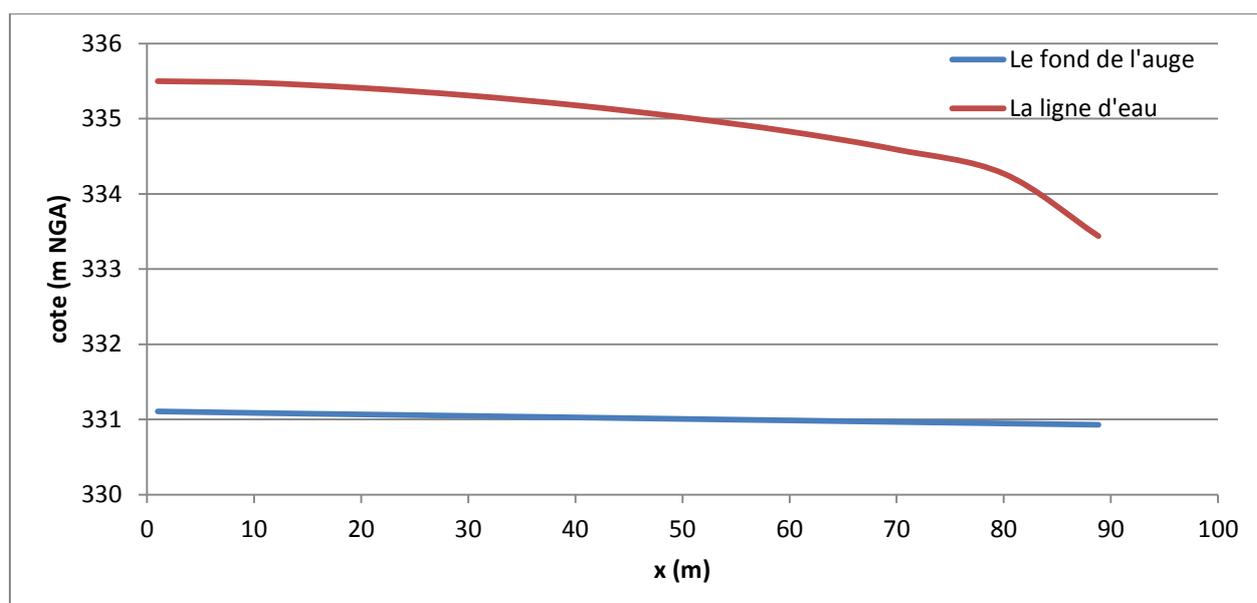


Figure IV.15 Profil en long du canal latéral (l'auge de réception).

✓ 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 (339.82m).

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 :

$$I_{cr} = \left(\frac{Q_{\max, p\%} * (b + 2h_c)^{3/2}}{K(b * h_c)^{5/3}} \right)^2 \quad (\text{IV.31})$$

$$I_{cr} = \left(\frac{371 * (30 + 2 * 2.5)^{2/3}}{62,5 * (30 * 2,5)^{5/3}} \right)^2 = 0.0023$$

✓ 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 : $h_n = 2,39\text{ m}$.

$$\checkmark \text{ Nombre de Froude : } F = \frac{V}{\sqrt{g * h}} = \frac{371 / (30 * 2,39)}{\sqrt{9,81 * 2,39}} = 1,07$$

✓ Détermination de la hauteur des murs bajoyers

A l'amont du chenal d'écoulement la hauteur des murs bajoyers va atteindre le niveau de la crête de la digue ($N_{cr} = 339.81\text{m}$) qui correspond à une hauteur de 9 m.

A l'aval la hauteur est déterminée par :

$$H_{baj} = Y_{av} + R$$

$$\text{Avec : } R = 0.06 + 0.05 * V_{av} * Y_{av}^{(1/3)}$$

$$Y_{av} = Y_{critique} = 2.5\text{ m et } V_{av} = 4.95\text{ m/s}$$

$$R = 0.06 + 0.05 * V_{av} * Y_{av}^{(1/3)} = 0.4\text{m.}$$

$$\text{Donc } H_{baj} = 2,5 + 0.4 = 2.9\text{ m.} \quad \mathbf{H_{baj} = 3\text{ m.}}$$

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 : $B_c = 30$ 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 : $h_c = 2.5$ 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 : $K = 1/n = 1/0,013 = 76,92$

$$I_{cr} = \left(\frac{371 * (30 + 2 * 2,5)^{2/3}}{76,92 * (30 * 2,5)^{5/3}} \right)^2 = 0.0015$$

✓ 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 : $h_n = 0.508$ 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, $h_n = 0,508$ m, $h_c = 2,5$ m et $F = 1,07$ 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 calcule la distance Δx correspondante aux profondeurs y_i , et on calcule 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 calcule Δx à chaque valeur de y_i , utilisant y_{moy} , et en l'ajoute à Δx cumulés jusqu'à cette étape si la somme est supérieure à la longueur L , et on continue avec une valeur de $y_i < y_i$ jusqu'à trouver la somme de Δx égal à la longueur L de coursier.

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

Les résultats de calcul sont représentés 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)
2,5									
2,35	72,75	34,85	2,088	1,093	-0,093	0,0016	0,2984	-0,047	0
2,2	68,25	34,55	1,975	1,324	-0,324	0,0020	0,2980	-0,163	0
2,05	63,75	34,25	1,861	1,625	-0,625	0,0025	0,2975	-0,315	0
1,9	59,25	33,95	1,745	2,024	-1,024	0,0032	0,2968	-0,517	1
1,75	54,75	33,65	1,627	2,565	-1,565	0,0041	0,2959	-0,793	2
1,6	50,25	33,35	1,507	3,317	-2,317	0,0053	0,2947	-1,180	3
1,45	45,75	33,05	1,384	4,396	-3,396	0,0072	0,2928	-1,740	5
1,3	41,25	32,75	1,260	5,997	-4,997	0,0101	0,2899	-2,585	7
1,15	36,75	32,45	1,133	8,481	-7,481	0,0146	0,2854	-3,932	11
1	32,25	32,15	1,003	12,549	-11,549	0,0223	0,2777	-6,238	17
0,85	27,75	31,85	0,871	19,697	-18,697	0,0363	0,2637	-10,636	28
0,7	23,25	31,55	0,737	33,491	-32,491	0,0646	0,2354	-20,708	49
0,625	19,88	31,33	0,634	53,614	-52,614	0,1080	0,1920	-41,107	90

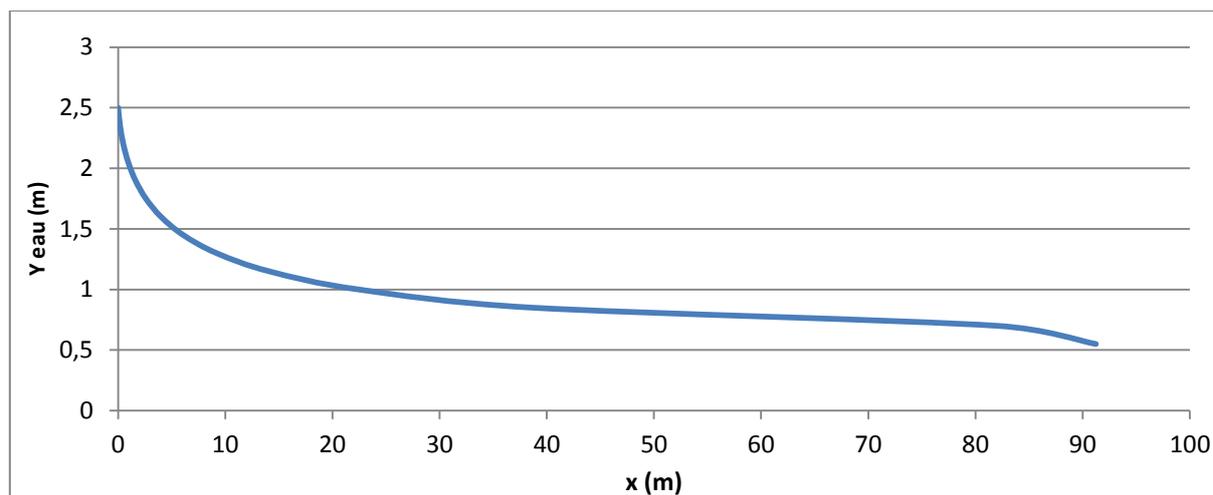


Figure IV.16 Graphique de la ligne d'eau dans le coursier (2eme variante).

✓ 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	2,500	4,95	0,396	2,90
10	1,200	10,31	0,608	1,81
20	0,960	12,88	0,695	1,66
30	0,830	14,90	0,760	1,59
40	0,760	16,27	0,802	1,56
50	0,690	17,92	0,852	1,54
60	0,680	18,19	0,860	1,54
70	0,660	18,74	0,876	1,54
80	0,640	19,32	0,893	1,53
90	0,625	19,79	0,906	1,53

✓ 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)

Section	Y (m)	R (m)	V (m/s)	Vcr (m/s)	Vcr > V
2,5	75	35	2,14	4,95	vérifié
2,35	70,5	34,7	2,03	5,26	vérifié
2,2	66	34,4	1,92	5,62	vérifié
2,05	61,5	34,1	1,80	6,03	vérifié
1,9	57	33,8	1,69	6,51	vérifié
1,75	52,5	33,5	1,57	7,07	vérifié
1,6	48	33,2	1,45	7,73	vérifié
1,45	43,5	32,9	1,32	8,53	vérifié
1,3	39	32,6	1,20	9,51	vérifié
1,15	34,5	32,3	1,07	10,75	vérifié
1	30	32	0,94	12,37	vérifié
0,85	25,5	31,7	0,80	14,55	vérifié
0,7	21	31,4	0,67	17,67	vérifié
0,625	18,75	31,25	0,60	19,79	vérifié

Donc la condition de l'écoulement non aéré est vérifiée

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 Réclamation » : 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)

$Y_1 = 0,625 \text{ m}$ (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 : $V_1 = 19,79 \text{ m/s}$

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 : $F_{R1} = 7,99$ 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** ($V_1=19,79 \text{ m/s}$; et ; $F_{R1} = 7,99$)

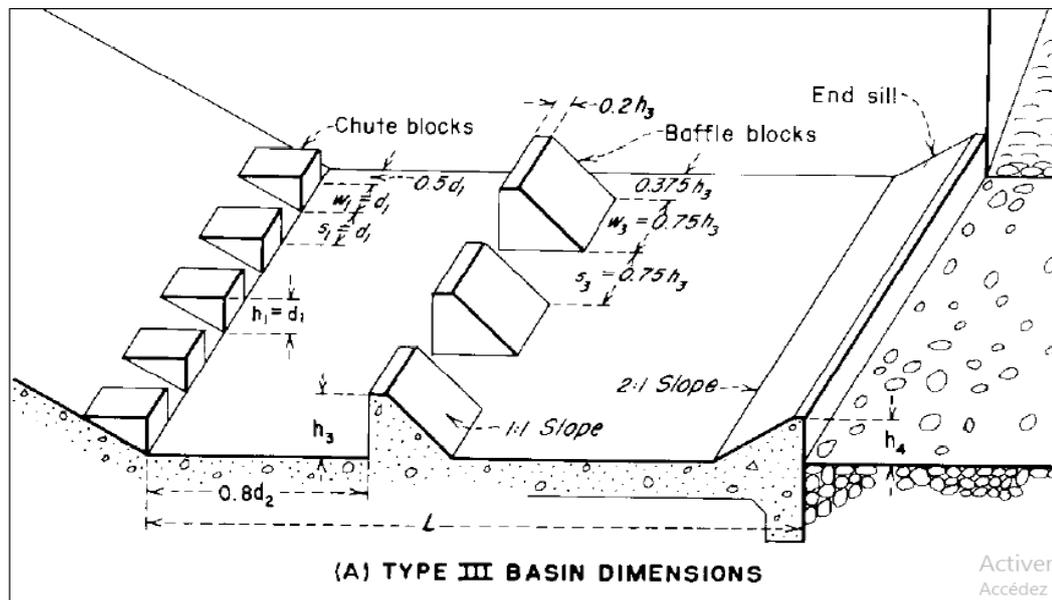


Figure IV.17 Schéma de bassin de dissipation USBR type III (Design of small dams, 1987)

d- Conception d'un dissipateur de Type III ($F_{R1} > 4.5$; $V_1 > 15 \text{ m/s}$)

La hauteur conjuguée de (Y_1) :

$$\frac{Y_2}{Y_1} = 0.5 \left(\sqrt{8F_{R1}^2 + 1} - 1 \right) \tag{IV.35}$$

$$= 13,50$$

AN : $Y_2 = 6,76 \text{ m}$

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: $L_{III} = 23,63 \text{ m}$, on prend $L=24 \text{ m}$.

➤ **Les dimensions des dents défectrices (ou bloc de chute)**

Tableau IV.22 Dimensions des dents défectrices

Grandeur	Formule	Valeur (m)
Hauteur h	Y_1	0,625
Epaisseur W	Y_1	0,625
Espace entre les dents S	Y_1	0,625

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 : $h_3=1,21 \text{ m}$.

Tableau IV.23 Dimensions des blocs de chicane

Grandeur	Formule	Valeur (m)
Hauteur	h_3	1,21
Epaisseur	$0,75 h_3$	0,91
Epaisseur supérieure	$0,2 h_3$	0,24
Longueur	$1,2 h_3$	1,46
Espace entre les blocs	$0,75 h_3$	0,91

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 : $d_2=9,17 \text{ m}$ $d=7,4 \text{ m}$

➤ **Les dimensions du seuil terminal**

$$h_4 = Y_1 (0.956 + 0.063F_{r1}) \quad (IV.39)$$

AN : $h_4=0,91 \text{ m}$.

Epaisseur de la face supérieure du seuil= $0,04.h_4=0,04 \text{ m}$.

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 : $K = 3,27$ m $\sigma_{cr} = 0,164$ Alors : $h_c = 3,1$ m.

✓ Pente critique

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{S_{cr}^2 * C_{cr}^2 * R_{cr}}$$

Avec :

S_{cr} : surface mouillée. $S_{cr} = b * h_c = 62$ m².

R_{cr} : Rayon hydraulique : $R_{cr} = \frac{S}{P} = \frac{62}{20+2*3,1} = 2,35$ m.

C_{cr} : Coefficient de Chézy : $C_{cr} = \frac{1}{n} * R^{1/6} = \frac{1}{0,013} * 2,35^{1/6} = 88,7$

D'où : $I_{cr} = 0.2 \%$.

✓ Profondeur normal

La profondeur normal est de : $h_n = 3,85$ m. (par itération).

✓ Vitesse dans le canal

$V = \frac{Q}{S} = 4,818$ m/s.

✓ Froude : $F = \frac{V}{\sqrt{g * h}} = \frac{4,818}{\sqrt{9,81 * 3,85}} = 0,70 < 1$ Donc le régime est **Fluviale**.

IV.5. Evacuateur à surface libre à déversoir labyrinthe

Pour augmenter la longueur d'une crête déversante, normalement rectiligne (variante 01 et 02), on peut leur donner une forme polygonale en plan. La figure IV.11 représente un tel déversoir, *déversoir labyrinthe (labyrinth weir)*.

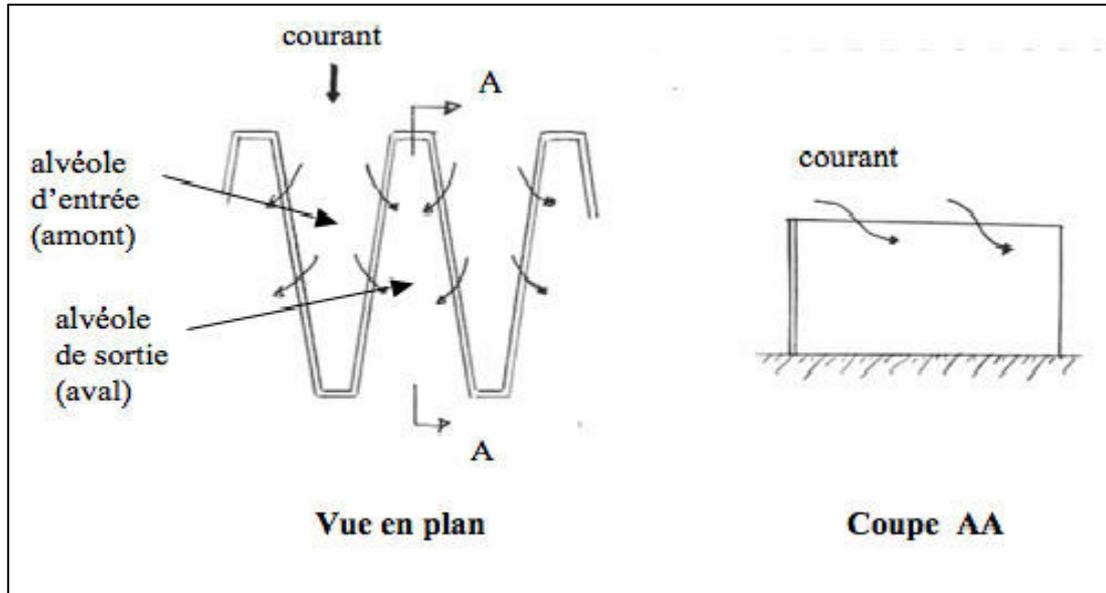


Figure IV.18 Principe et forme du déversoir labyrinthe

- ✓ L'avantage du déversoir labyrinthe, comparé au déversoir à crête rectiligne, est une capacité de débit augmenté pour les charges faibles, de l'ordre de 1 à 2m. Cette structure est cependant inappropriée pour les débits importants.
- ✓ Comme exemple, L'évacuateur de crues du barrage de Keddara, aménagé sur l'oued Boudouaou en Algérie, est un bon exemple réel de cette variante. Pour ce barrage, deux variantes totalement différentes ont été étudiées, l'une incluant un évacuateur de crue rectiligne légèrement arqué (projet initial), et l'autre, un évacuateur en labyrinthe trapézoïdal (projet final), tel que le débit de projet est de $250 \text{ m}^3/\text{s}$, la première variante a donné 45 m de largeur pour un déversoir rectiligne, alors que la deuxième a donné une largeur de $W=19 \text{ m}$ formés de 2 modules sachant que la charge est maintenue la même (2 m).

Dans cette variante, on va utiliser un dissipateur de type saut de ski.

IV.5.1. Dimensionnement du déversoir labyrinthe

L'étude d'optimisation a abouti à choisir une longueur déversante de 65 mètres, Ceci n'est valable que pour un déversoir rectiligne. Mais notre variante "Seuil en labyrinthe" a été choisie de façon à avoir un évacuateur plus économique déployé sur un espace de 35 m (la même largeur du coursier obtenue dans la première variante).

Pour un évacuateur différent d'un déversoir rectiligne le régime d'évacuation varie pour cela nous allons maintenir le débit et la charge et chercher la longueur déversante sous forme de labyrinthe (plusieurs becs de canards).

Du point de vue performance et construction, le déversoir labyrinthe à crête trapézoïdale en plan est un optimum (Hay et Taylor 1970).

Données de départ :

- ✚ W : largeur représentée sur le **figure IV.18** $W = 30$ m
- ✚ QL : Débit évacué déterminé par laminage : $QL = 371$ m³/s
- ✚ H : Charge hydraulique : $H = 1,9$ m
- ✚ P : hauteur de la pelle : $P = 5$ m.

On considère un élément de base de largeur D d'un déversoir labyrinthe et de longueur déversant : $L = 4a + 2b$ (**figure IV.19**)

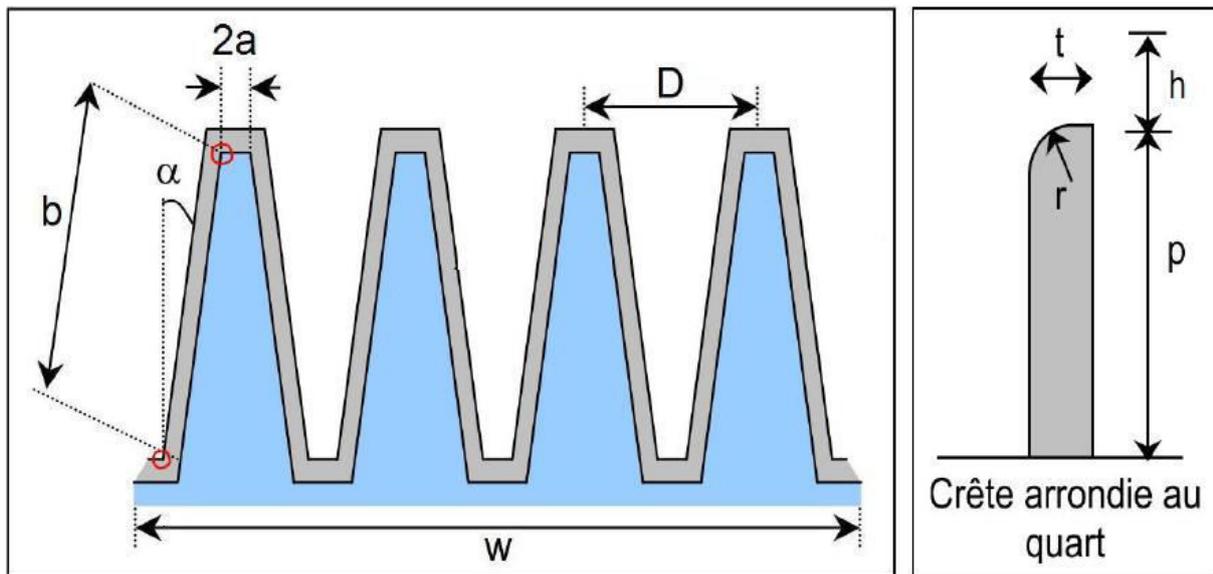


Figure IV.19 Géométrie du déversoir labyrinthe

La performance q^* du déversoir défini comme le rapport entre le débit du déversoir labyrinthe (du projet) et celui du déversoir rectiligne : Q_L/Q_R

IV.5.1.1. Calcul de débit rectiligne

C'est le débit à charge égale à celle du labyrinthe et de même largeur, On a la formule de débit normal suivante :

$$Q_R = \mu b \sqrt{2g} H^{3/2} \quad (\text{IV.41})$$

Avec μ : coefficient de débit $\mu = 0,49$.

$b = 30$ m et $H = 1,9$ m ;

Donc : $Q_R = 170,53$ m³/s

IV.5.1.2. Calcul de géométrie de déversoir

La géométrie de déversoir est complètement définie par le rapport caractérisant l'augmentation de la largeur L/D , l'angle α , le nombre d'élément de base n , et la hauteur relative du déversoir D/P ,

$$\text{Donc : } q^* = 371 / 170,53 = 2,18 \quad q^* = 2,18$$

$$\text{Et : } H/P = 1,9 / 5 = 0,475 ; \quad H/P = 0,475$$

Avec $(H/P, q^*) = (0,475, 2,18)$ l'abaque 3 – ANNEXE 1 ($D/p > 2$) donne l'augmentation de largeur : $L/D = 2,3$

On propose une largeur d'un élément de base : $D = 10 \text{ m}$ donc $L = 23 \text{ m}, n = 3$.

On calcule les détails de déversoir :

- $L = 4a + 2b = 23$ donc on pose $a = 1,25 \text{ m}$ et on trouve : $b = 9 \text{ m}$
- $t = P/6$; $t \approx 0,8 \text{ m}$.
- $r = P/12$; $r \approx 0,5 \text{ m}$.

Calcul de l'angle α

$$D = 4a + 2b \cdot \sin \alpha \Rightarrow 2a + b \cdot \sin \alpha = D/2 \Rightarrow \sin \alpha = (D/2 - 2a) / b$$

$$\alpha = 16,13^\circ$$

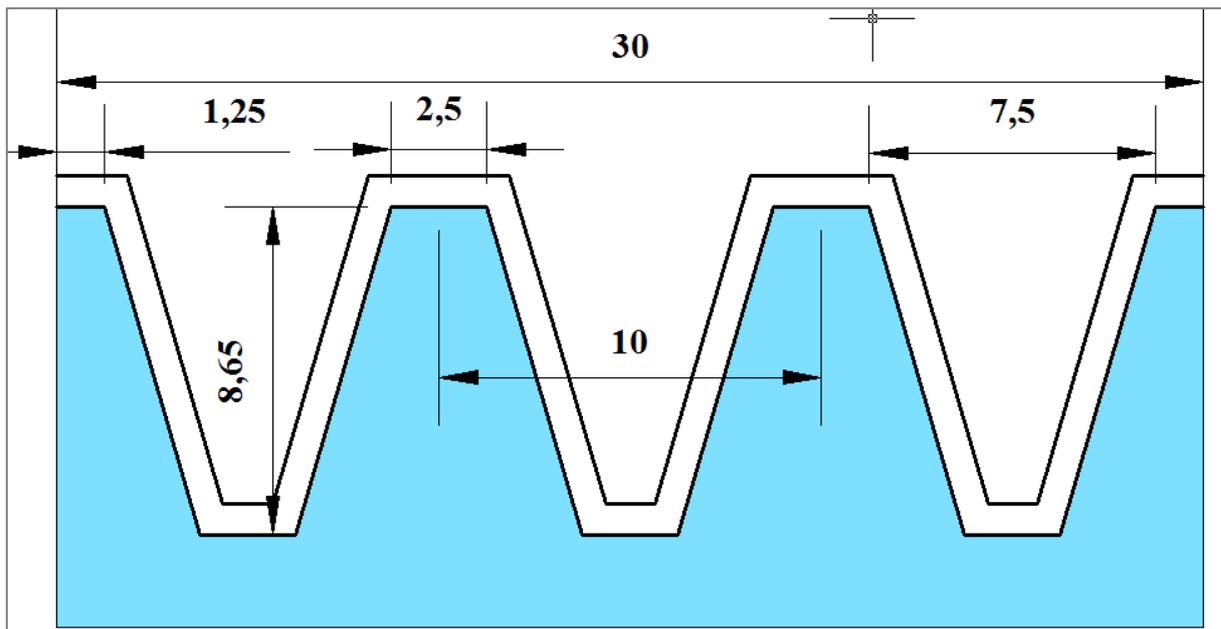


Figure IV.20 Dimensions du déversoir labyrinthe

IV.5.2. Calcul hydraulique du déversoir

Notre déversoir labyrinthe est formé par trois bacs de canard, il est très difficile de déterminer la hauteur d'eau à l'intérieur de chaque bec car il y a l'influence de deux cotes pour cela nous allons considérer une hauteur égale à Y_{amont} du coursier parce que ce tronçon est formé d'une faible pente.

IV.5.3. Le coursier

Dans cette variante, le coursier suit directement le déversoir.

Les données de base de calcul de la ligne d'eau sont :

L=100m

I=30%

n=0,013

B=30 m,

On applique la méthode indirecte d'intégration numérique : elle est régie par l'équation suivante :

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

Tableau IV.24 Calcul de ligne d'eau dans le coursier (3ème 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)
2,5									
2,36	72,90	34,86	2,091	1,086	-0,086	0,0016	0,2984	-0,041	0
2,22	68,70	34,58	1,987	1,298	-0,298	0,0020	0,2980	-0,140	0
2,08	64,50	34,30	1,880	1,569	-0,569	0,0024	0,2976	-0,268	0
1,94	60,30	34,02	1,772	1,920	-0,920	0,0030	0,2970	-0,434	1
1,8	56,10	33,74	1,663	2,384	-1,384	0,0038	0,2962	-0,654	1
1,66	51,90	33,46	1,551	3,011	-2,011	0,0048	0,2952	-0,954	2
1,52	47,70	33,18	1,438	3,878	-2,878	0,0063	0,2937	-1,372	4
1,38	43,50	32,90	1,322	5,114	-4,114	0,0085	0,2915	-1,975	6
1,24	39,30	32,62	1,205	6,935	-5,935	0,0117	0,2883	-2,882	9
1,1	35,10	32,34	1,085	9,734	-8,734	0,0169	0,2831	-4,319	13
0,96	30,90	32,06	0,964	14,267	-13,267	0,0256	0,2744	-6,768	20
0,82	26,70	31,78	0,840	22,114	-21,114	0,0412	0,2588	-11,420	31
0,68	22,50	31,50	0,714	36,953	-35,953	0,0720	0,2280	-22,073	53
0,56	18,60	31,24	0,595	65,413	-64,413	0,1342	0,1658	-46,630	100

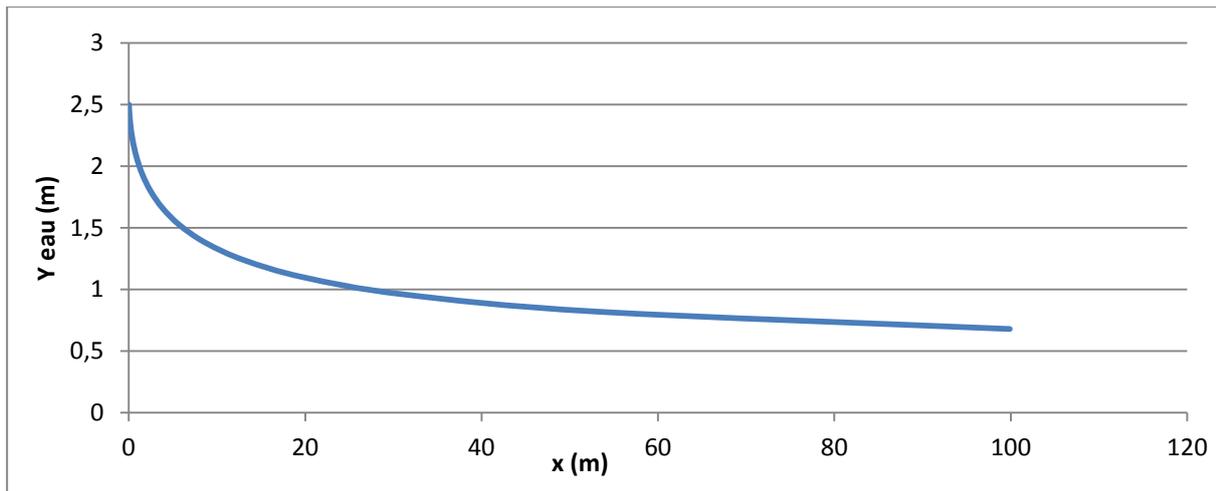


Figure IV.21 Graphique de la ligne d'eau dans le coursier de la 3eme variante.

$H_2=0,56\text{m}$

IV.5.4. Dissipateur d'énergie

Il existe plusieurs types d'ouvrage de restitution et dont le choix d'utilisation est fonction des critères technique et économique. Pour cette variante, *un saut de ski* s'avéré intéressant vue la topographie (afin d'éviter des quantités énorme d'excavation), et le gain de béton éventuel pour un bassin d'amortissement (en comparant avec bassin de type USBR).

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

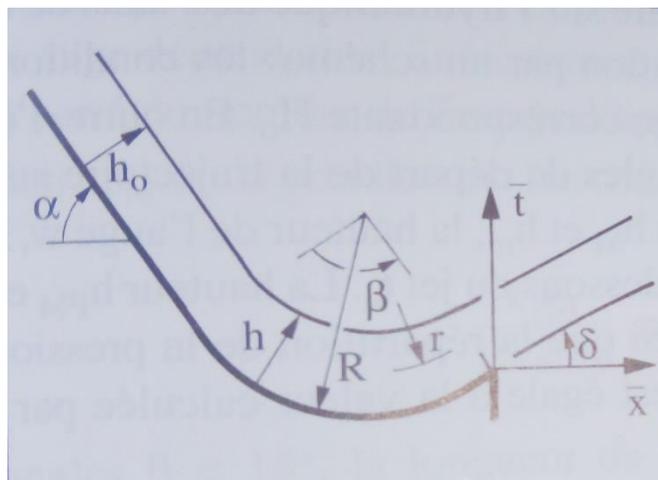


Figure IV.22 Auge de dissipation <saut de ski> (Wili H. Hager & Schleiss, 2009)

IV.5.4.1 Type de l'écoulement

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

On distingue deux cas d'écoulement, le premier cas apparaît pour des débits relativement faibles et se manifeste par un ressaut hydraulique et un déversement à son extrémité aval, le deuxième cas est celui du jet qui s'élance vraiment dans l'air et dont la zone d'impact se trouve loin à l'aval.

IV.5.4.2 Dimensionnement du dissipateur

Le dimensionnement du dissipateur consiste à répondre aux questions suivantes :

- ✓ Quelles sont les hauteurs avales extrêmes qui permettent un dimensionnement satisfaisant du dissipateur ?
- ✓ Quel est le rayon de courbure R de l' (rayon minimum nécessaire) ?

Le R_{\min} dépend de la charge H_1 et de nombre de Froude.

Caractéristique de l'écoulement

Au préalable, il est nécessaire de déterminer les caractéristiques de l'écoulement à l'amont (au niveau de l'auge).

- ✓ le débit unitaire : $q_1 = 12,37 \text{ m}^2/\text{s}$.
- ✓ la hauteur d'eau à l'amont : $h_1 = 0,56 \text{ m}$.
- ✓ La vitesse : $V=Q/(B \cdot h_1)$ $V=22,08 \text{ m/s}$.
- ✓ Le nombre de Froude : $F = \frac{V}{\sqrt{g \cdot h_1}}$ $F=9,42$.
- ✓ La charge d'eau : $H_1=h_1+V^2/2g$ $H_1=25,41 \text{ m}$.

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

$$V \cdot r = \text{constante}$$

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

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

$$\Delta P_f = \frac{F^2 \rho g h_1^2}{R} \quad (\text{IV.42})$$

Avec : R : Rayon de courbure de l'auge qui dépend du nombre de Froude

$F = 9,42$, l'abaque N° 4 – annexe 1 donne

$\frac{R_{\min}}{H_1} = 0,15$, Donc : $R_{\min} = H_1 \cdot 0,15 = 25,41 \cdot 0,15 = 3,81 \text{ m}$. On prend **$R=4 \text{ m}$** .

D'où : $\Delta P_f = 68,25 \text{ KN/m}^2$

L'auge de dissipateur du saut de ski sera munie de dents cette variante se distingue de la variante sans dents, car elle est plus favorable du point de vue dissipation.

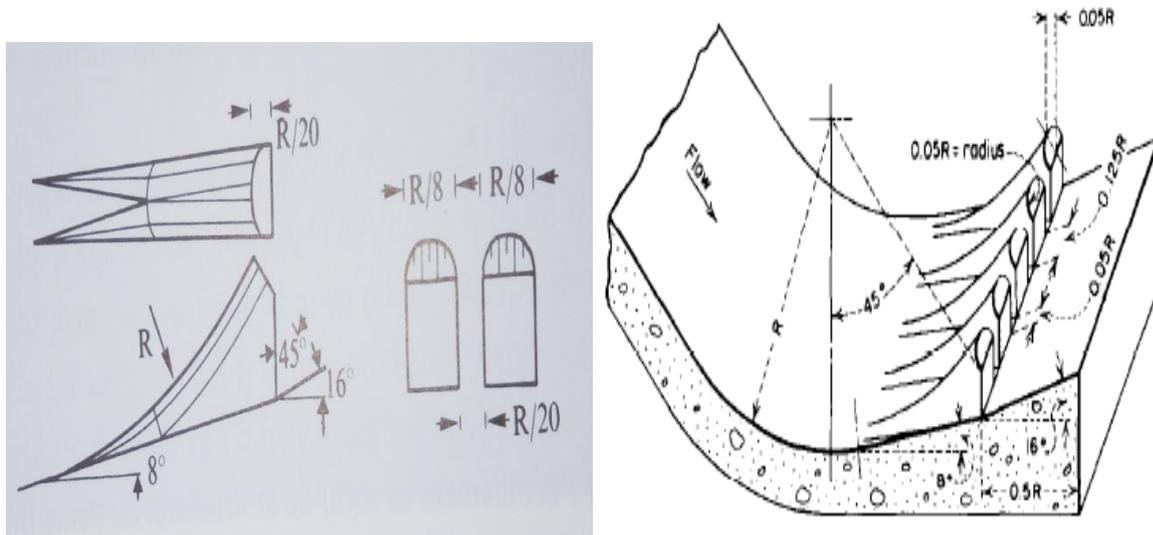


Figure IV.23 dent du dissipateur à auge USBR (Wili H. Hager & Schleiss, 2009)

La largeur d'une dent est : $R / 8 = 0,5 \text{ m}$

L'espace libre entre les dents est : $R / 20 = 0,2 \text{ m}$

Le point le plus bas de l'auge se trouve à 0,3 m ou dessous du radier à une longueur de $R / 2 = 2 \text{ m}$ à l'aval des dents, sert à faire jaillir le jet et uniformiser l'écoulement à la sortie de la structure.

✓ **Détermination des longueurs de trajectoire de jet**

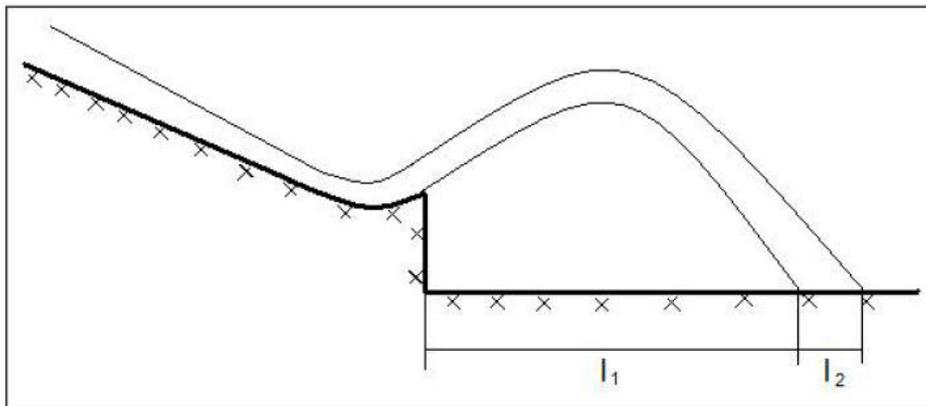


Figure IV.24 Schéma explicatif des longueurs de trajectoire

$$l_1 = \frac{V_1^2}{2g} \cos\alpha \left(\sin\alpha + \sqrt{\frac{2g(p+\frac{h}{2})}{V_1^2} + \sin\alpha} \right) \tag{IV.43}$$

On prend : $p = 1 \text{ m}$;

$\alpha = 16^\circ$ (voir figure VI.23)

V_1 : La vitesse à l'entrée de l'auge (m/s).

A.N : $l_1 = 20,25 \text{ m}$.

$$l_2 = L \cos \Theta \quad (\text{IV.44})$$

$$\text{Avec :} \quad L = 1,4 \cdot q \cdot \log \frac{V_1}{V_x \cdot a} \quad (\text{IV.45})$$

Avec : V_1 : La vitesse à l'entrée de l'auge (m/s).

V_x : la composante horizontale de la vitesse d'entrée de l'auge (m/s).

q : Débit spécifique = 12,37 m²/s.

a : Coefficient empirique de Vitesse = 0,75

$$V_1 = \sqrt{V_x^2 + V_y^2} \quad (\text{IV.46})$$

Avec $V_x = V_1 \cdot \Psi$

Ou : Ψ : coefficient de vitesse : $\Psi = 0,95$ $V_1 = 22,08$ m/s.

Ce qui donne : $V_x = 20,976$ m/s.

A.N : **L=2,55 m.**

$$\tan \theta = \sqrt{\tan^2 \alpha + \frac{2g(p + \frac{h}{2})}{V_1^2 \cdot \cos \alpha}} \quad (\text{IV.47})$$

A.N : **$\theta = 20,23^\circ$**

D'où : **$l_2 = 2,39$ m.**

Donc : $l = l_1 + l_2 = 22,64 \approx 23$ m.

✓ Détermination des profondeurs à l'aval

$$F_1 = 9,42 \quad \text{et} \quad \frac{R_{\min}}{H_1} = 0,15$$

D'après l'abaque 05 – annexe 1

$$\triangleright Y_{\min} = 14,25 .$$

$$Y_{\min} = h_{2\min} / h_1 \Rightarrow h_{2\min} = h_1 \cdot Y_{\min} = 0,56 * 14,25 = 7,98 \text{ m.}$$

$$\triangleright Y_{\max} = 23,5.$$

$$Y_{\max} = h_{2\max} / h_1 \Rightarrow h_{2\max} = h_1 \cdot Y_{\max} = 0,56 * 23,6 = 13,22 \text{ m.}$$

Les hauteurs aval peuvent varier entre 7,98 et 13,22 m, mesuré à partir du point le plus bas de l'auge.

✓ Dimensionnement du bassin de restitution

La chute d'une nappe déversant dans un bassin contenant une épaisseur d'eau suffisante est un excellent moyen d'absorber l'énergie.

Pour notre cas nous utilisons un bassin de plongée selon USBR

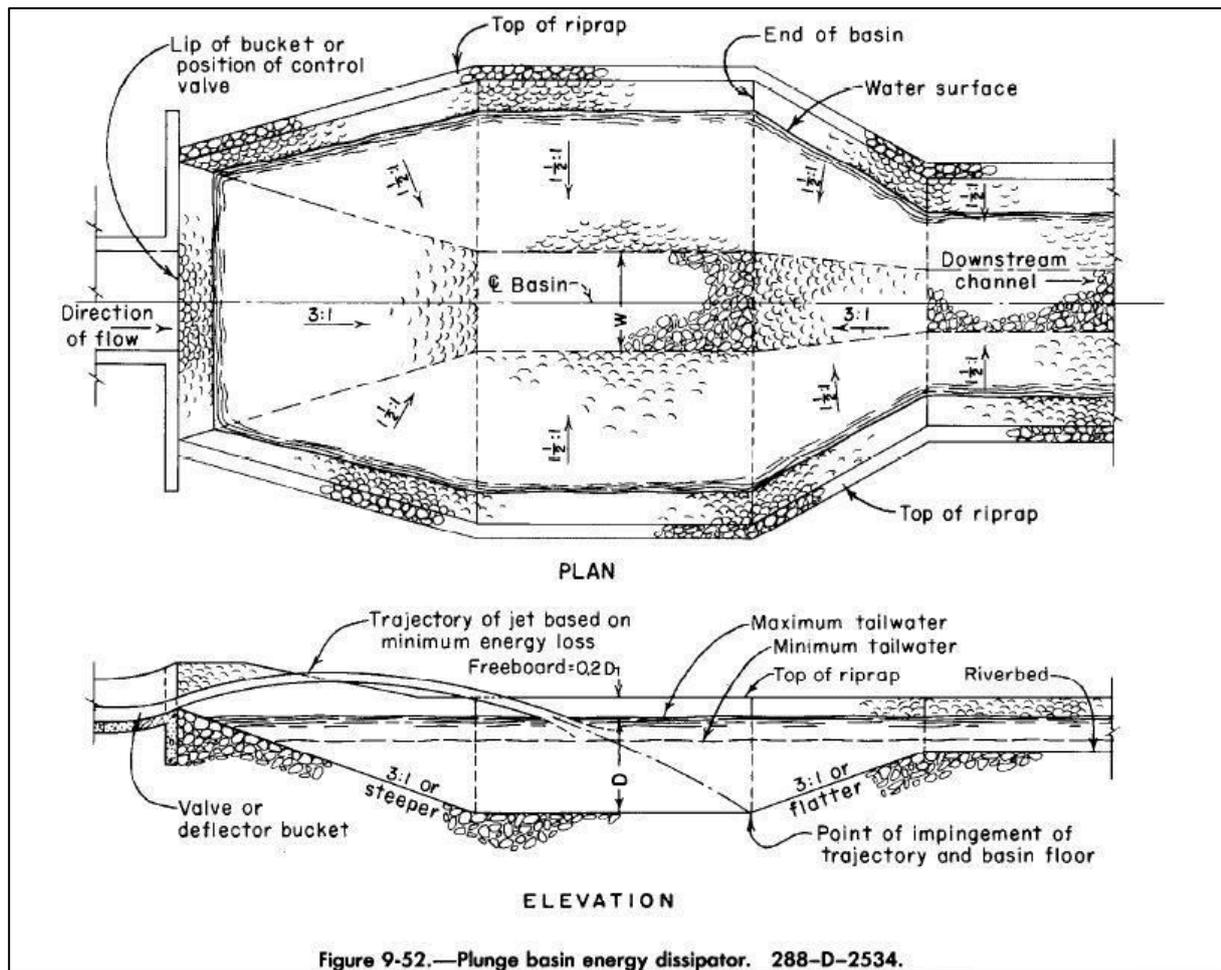


Figure 9-52.—Plunge basin energy dissipator. 288-D-2534.

Figure IV.25 Bassin plongé de type USBR (Design of small dams, 1987)

Détermination de la profondeur de la fosse d’amortissement

$$D = 1,32H^{0,225}q^{0,54} \tag{IV.48}$$

Avec : q : débit spécifique (m2/s)

H : différence de cote entre NPHE et cote d’eau aval = 1,9 + 5 + 29 + 2,1 = 38 m.

A.N :D=11,64 m.

Conclusion :

Après cette étude nous arrivons à conclure que les trois variantes sont réalisables de cotée 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 $H_d=1,9$ m).

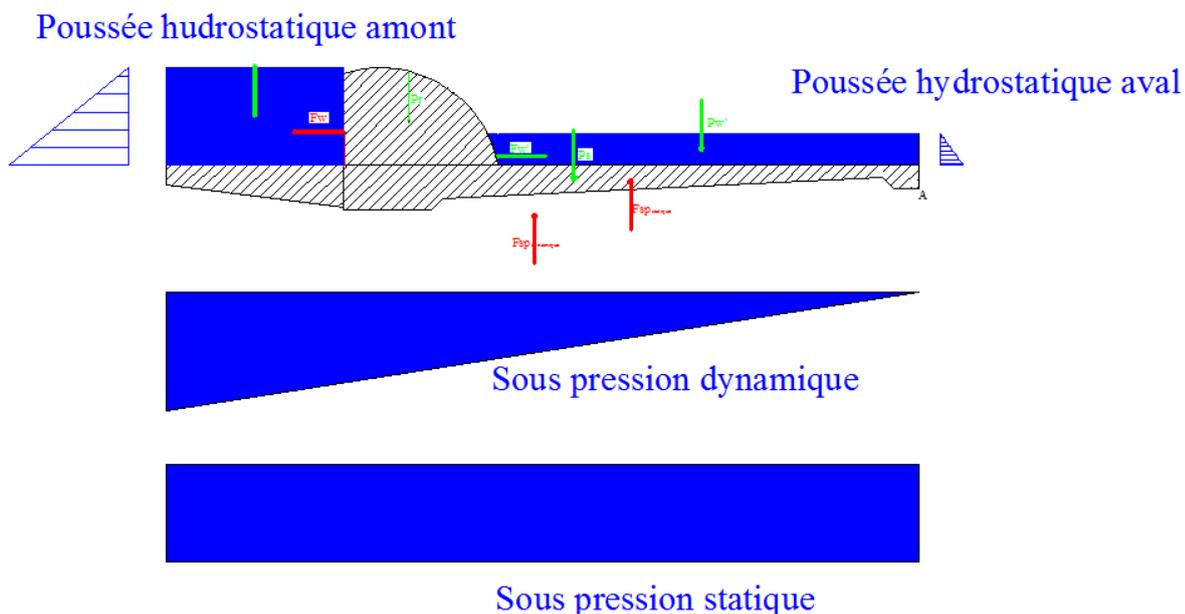


Figure V.01 Répartition des forces horizontales et verticales agissantes sur le déversoir.

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**

$$H_1 = P + H_{dev} = 2,2 + 1,9 = 4,1 \text{ m} \quad (\text{V.01})$$

✚ **-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 : $l_{ar} = 4 \text{ m}$

$T_{ar1} = 0,45 \text{ m} \quad T_{ar2} = 0,96 \text{ m}$

✚ **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 : $L_r = 13 \text{ m}$.

$T_{r1} = 1,03 \text{ m} ; T_{r2} = 0,54 \text{ m} ; S_1 = 2 \text{ m} ; S_2 = 0,54 \text{ m} ; S_p = 0,26$

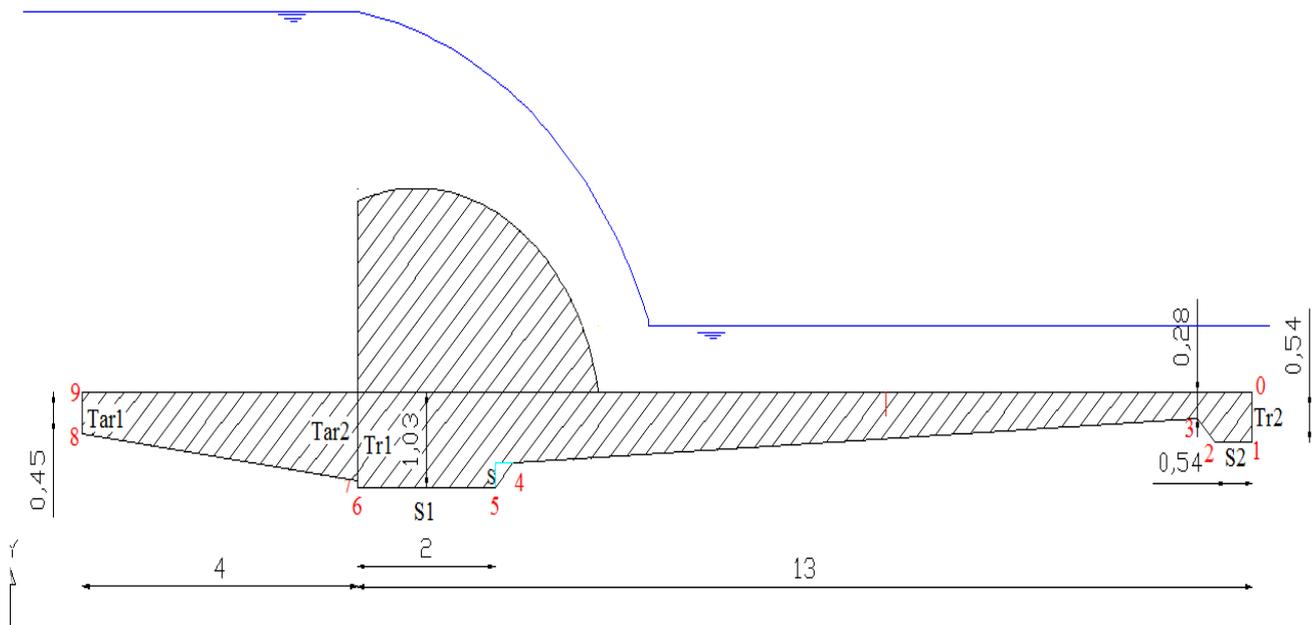


Figure V.02 Prédimensionnement du déversoir.

✓ **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 :

$$LC_{théorique} = \Delta H * C \tag{V.02}$$

(C = 3, Coefficient de proportionnalité en fonction de type de sol).

$$\Delta H = H_1 - H_2 = 4.1 - 0.717 = 3.383 \text{ m.}$$

$$LC_{théorique} = 3,383 * 3 = 10,149$$

$$LCD = 0.45 + 4.03 + 0.07 + 2 + 0.37 + 9.95 + 0.37 + 0.54 + 0.54 = 18.32 \text{ m.}$$

$LCD > LC_{Théorique}$. 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 :

$$h_x = \frac{\Delta H}{L_{RCD}} * L_x \tag{V.03}$$

$$t_x = n * \left(\frac{\gamma_w}{\gamma_b - \gamma_w} \right) * h_x \tag{V.04}$$

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 : $n = 1$

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	0,54	1,08	1,45	11,40	11,77	13,77	13,84	17,87	18,32
$h_x(m)$	0	0,10	0,20	0,27	2,11	2,17	2,54	2,56	3,30	3,38
$T_{BILIGH}(m)$	0	0,07	0,14	0,19	1,50	1,55	1,82	1,83	2,36	2,42
$T_{pré}(m)$	0	0,54	0,54	0,28	0,77	1,03	1,03	0,96	0,45	0
$T_d(m)$	0	0,5	0,5	0,3	1,0	1,6	1,6	1	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. ($S_{sp}^h = \frac{18,32 * 3,38}{2} = 30,96 \text{ m}^2$) ;

Et l : largeur de déversoir.

Alors : $F_{sp}^h = 30,96 \text{ t}$.

✓ Détermination des sous pression qui agit sur le radier :

Le diagramme des sous pression dynamiques est représenté par un triangle :

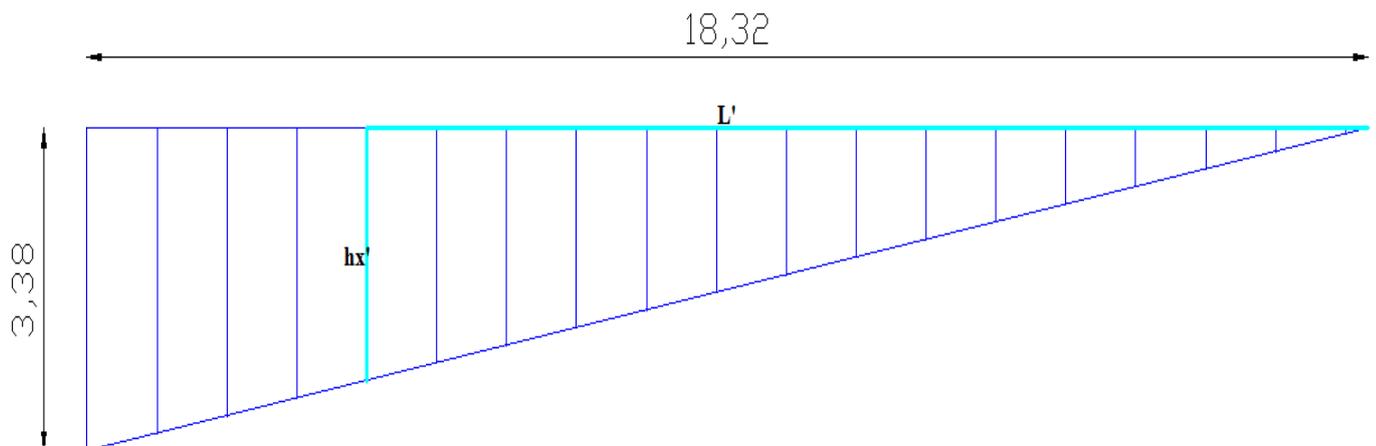


Figure V.03 Epure des sous pressions dynamiques

$$F_{spr} = S' \cdot \gamma_w \cdot l = 18,07 \cdot 1 \cdot 1 \text{ ml} = \mathbf{18,07 \text{ t}}$$

- **Sous pressions statiques**

$$F_{sp}^S = \gamma_w \cdot S_{sp}^S \cdot l \quad (\text{V.06})$$

Avec : S_{sp}^S : Epure des sous pressions statique. ($S_{sp}^S = L_{radier} \cdot h_{aval} = 13 \cdot 0,72 = 9,36 \text{ m}^2$).

Alors : $F_{sp}^S = 9,36 \text{ t}$.

- **Poids de rideau**

$$P_r = \gamma_d \cdot S_d \cdot l \quad (\text{V.07})$$

Avec : S_d : section transversale du déversoir = $6,22 \text{ m}^2$

$$P_r = 14,93 \text{ t}.$$

- **Poids de la semelle**

$$P_s = \gamma_d \cdot S_s \cdot l \quad (\text{V.08})$$

Avec : S_s : Surface de la semelle ; ($S_s = 7,91 \text{ m}^2$).

Alors : $P_s = 18,98 \text{ t}$.

- **Poids de l'eau amont**

$$P_w = \gamma_w \cdot S_w \cdot l \quad (\text{V.09})$$

Avec : S_w : Surface de l'eau en amont. ($S_w = 4 \cdot 2,2 = 8,8 \text{ m}^2$) ;

$P_w = 8,8 \text{ t}$.

- **Poids de l'eau aval :**

$$P'_w = \gamma_w \cdot S'_w \cdot l \quad (\text{V.10})$$

Avec : S'_w : Surface de l'eau en aval. ($S'_w = 9,62 \cdot 0,717 = 6,90 \text{ m}^2$) ;

$P'_w = 6,90 \text{ t}$.

b) Forces horizontales

- **Poussée de l'eau amont :**

$$F_w = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot h_{amo}^2 = \frac{1}{2} \cdot 1000 \cdot 2,2^2 = 2,42 \text{ t}. \quad (\text{V.11})$$

- **Poussée de l'eau aval :**

$$F'_w = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot h_{ava}^2 = \frac{1}{2} \cdot 1000 \cdot 0,717^2 = 0,26 \text{ t}. \quad (\text{V.12})$$

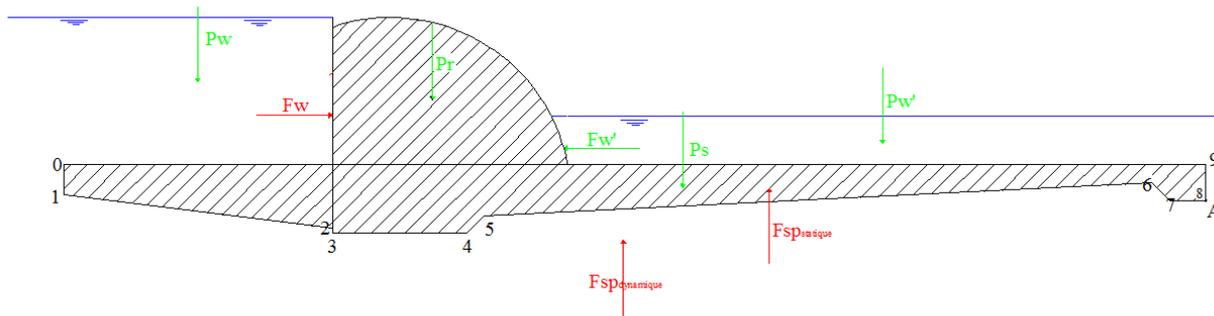


Figure V.04 Les forces agissantes sur le déversoir et la semelle

V.1.1.2 Stabilité au renversement

Le principe de la stabilité au renversement est de vérifier que sous l'effet des différents 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.

$$\begin{aligned} Ms &= P_w * 15 + P_r * 11,51 + P_s * 7,78 + P'_w * 4,81 + F'_w * 0,78 \\ &= 8,8 * 15 + 14,93 * 11,51 + 18,98 * 7,78 + 6,9 * 4,81 + 0,26 * 0,78 = \mathbf{484,90 \text{ t.m}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Md &= F_w * 1,91 + F_{sp}^s * 6,5 + F_{sp}^d * 8,67 \\ &= 2,42 * 1,91 + 9,36 * 6,5 + 18,07 * 8,67 = \mathbf{222,13 \text{ t.m}} \end{aligned}$$

$$\frac{Ms}{Md} = \frac{484,90}{222,13} = 2,18 > 1,5$$

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 : Cohésion (C=50 kpa =50 KN/m²)

θ : angle de frottement (θ= 30°)

S : la largeur du radier * 1 m unitaire de longueur = 3,5 m².

$$\sum Fh = F_w - F'_w = 2,42 - 0,26 = 2,15 t = 21,5 KN$$

$$\sum Fv = -F_{sp}^h - F_{sp}^s + P_r + P_s + P'_w = -18,07 - 9,36 + 14,93 + 18,98 + 6,90 = 13,38 t = 1338 KN$$

$$\frac{\tan \theta \sum Fv + C * S}{\sum Fh} = \frac{\tan 30 * (133,8) + 50 * 13}{21,5} = 8,92 > 1,2$$

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. ($\sigma_{sol} = 150 bar$).

✓ La capacité portante du sol :

$$\sigma_{portante} = 0,5 * b * \gamma * N_\gamma + C * N_C + \gamma * D * N_q \quad (V.14)$$

avec : b = la largeur du radier = 13 m, γ : poids volumique du sol = 1,6

C = la cohésion = 50 KN/m² D : l'ancrage = t_{ar1} = 1,03 m.

N_γ, N_C, N_q : Facteurs de portance de TERZAGUI dépendent de l'angle de frottement,

Pour $\theta = 30^\circ$: $N_\gamma = 18,1$, $N_C = 30,1$, $N_q = 18,4$

A.N : $\sigma_{portante} = 150 bar$

✓ Contraintes maximales et minimales de radier :

$$\sigma_1 = \frac{N}{100\beta} + \frac{6.M_G}{100\beta^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{100\beta} - \frac{6.M_G}{100\beta^2} \quad (V.15)$$

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 = 13,38t.

Et $M_G = -30,96 * 0,8883 + 9,36 * 1,2818 + 14,93 * 3,7254 + 16,4 * 7,2183 - 6,9 * 2,97 - 8,41 * 1,7161 + 0,26 * 0,5851 = 123,73 t.m.$

$$\sigma_1 = 0,569 \text{ bar} \text{ et } \sigma_2 = -0,309 \text{ bar}$$

$$\sigma_{\max} = 0,569 \text{ bar} < \sigma_{\text{portante}} = 150 \text{ bar}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \cdot 0,569 - 0,309}{4} = 0,349 \text{ bar} < \sigma_{\text{sol}}$$

Donc La stabilité au poinçonnement est vérifiée.

N.B : Puisque la stabilité du déversoir est vérifiée vis-à-vis le renversement, le poinçonnement et le glissement, on maintient les dimensions choisis.

V.1.2 Stabilité des murs bajoyers

Pré dimensionnement :

$$H = 2,62 \text{ m.}$$

$$B_1 (\text{semelle arrière}) = H/3 \approx 1 \text{ m.}$$

$$B_2 (\text{semelle avant}) = B_{\text{coursier}}/2 \text{ On prend } B_2 = 17,5 \text{ m.}$$

Les épaisseurs des murs :

$$e_1 = H/10 \approx 30 \text{ cm}$$

$$e_2 = 15 \text{ à } 30 \text{ cm, on prend : } e_2 = 20 \text{ cm}$$

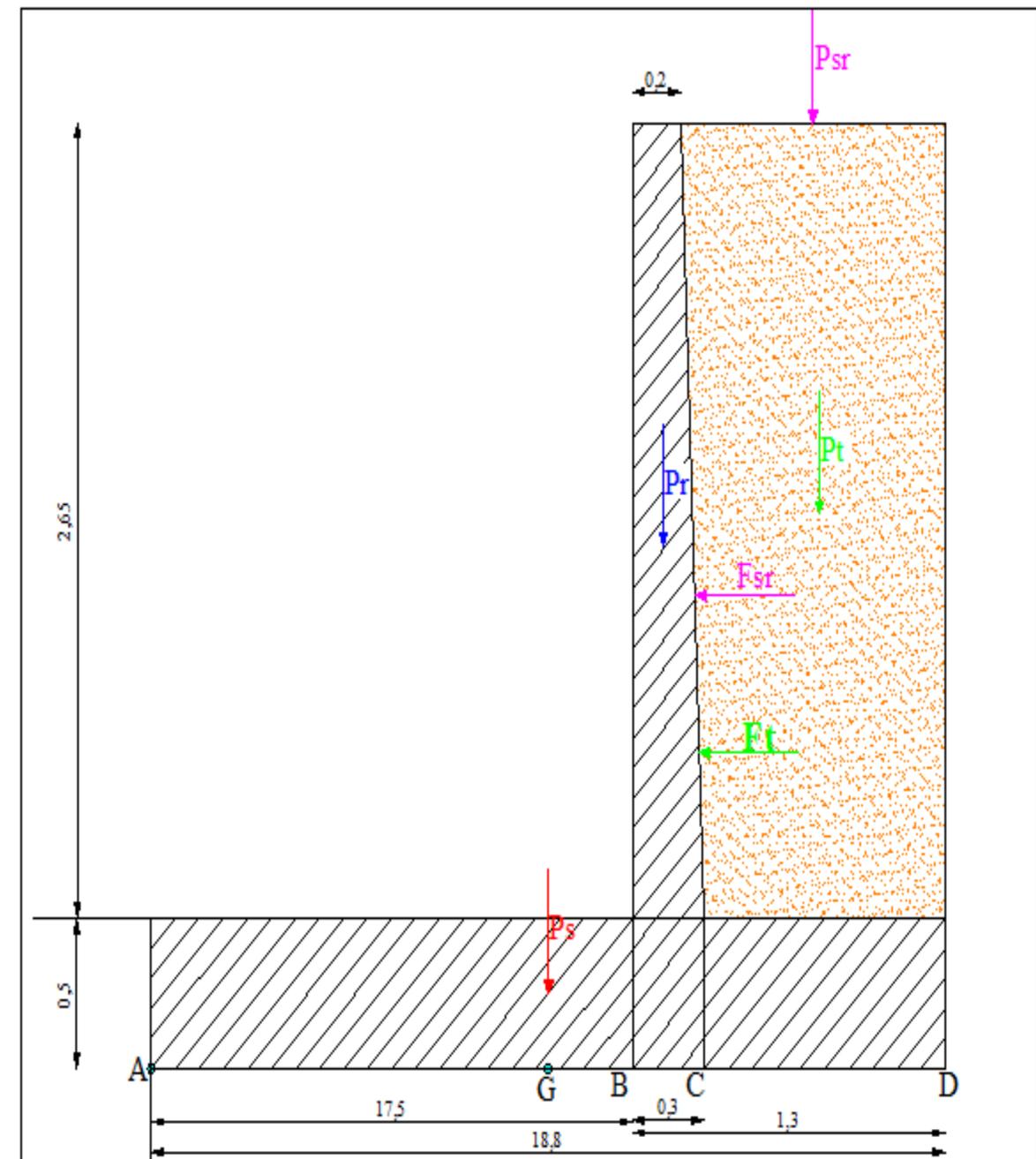


Figure V.05 Les forces agissantes sur le mur des bojoys.

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 $\gamma_s = 1,6 \text{ t/m}^3$
 $P_t = 2,7825 \cdot 1,6 = 4,45 \text{ t}$.

○ Poids des surcharges : $P_{sr} = S_r \cdot l_s$; (V.19)
 avec : S_r : surcharge ; $S_r = 1 \text{ t/m}^2$
 $P_{sr} = 1 \cdot 1,1 \cdot 1 \text{ ml} = 1,1 \text{ t}$.

b) Forces horizontales

○ Poussée des terres : $F_t = A_p \cdot \gamma_t \cdot H^2 / 2 \cdot l$ (V.20)
 Avec : $A_p = \text{tg}^2 (\pi/4 - \varphi/2)$; $\varphi = 30^\circ \Rightarrow A_p = 0,333$
 H : hauteur des terres = $2,65 + 0,5$
 $F_t = 2,65 \text{ t}$.

○ Poussée des surcharges: $F_{sr} = A_p \cdot S_r \cdot H$ (V.21)
 Avec : $S_r = 1,1 \text{ t/m}^2$
 $F_{sr} = 1,15 \text{ t}$.

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 :

$$M_s / M_d > 1,5$$

Les 2 moments sont calculés par rapport au point A.

Les moments stabilisateurs :

$$M_s = P_r \cdot A + P_s \cdot B + P_{sr} \cdot C + P_t \cdot D$$

$$= 1,59 \cdot 2,1267 + 22,56 \cdot 1,65 + 1,1 \cdot 2,75 + 4,45 \cdot 2,7746$$

$$M_s = 55,98 \text{ t.m}$$

Les moments déstabilisateurs :

$$M_d = F_t \cdot E + F_{sr} \cdot F$$

$$M_d = 2,65 \cdot 1,05 + 1,15 \cdot 1,575$$

$$M_d = 4,6 \text{ t.m}$$

$M_s \gg M_d$ 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=50 kpa =50 KN/m²)

θ : angle de frottement (θ= 30°)

S : la largeur de la semelle * 1 m unitaire de longueur = 3,3 m².

$$\sum Fv = P_r + P_s + P_{sr} + P_t = 1,59 + 22,56 + 1,1 + 4,45 = 29,7 t = 297 KN$$

$$\sum Fh = F_t + F_{sr} = 2,65 + 1,15 = 3,8 t = 38KN$$

$$\frac{\tan \theta * \sum Fv + C * S}{\sum Fh} = \frac{\tan 30 * (297) + 50 * 3,3}{38} = 8,85 \gg 1,2$$

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 - 1,15*1,5750 - 2,65*1,05 = 2,34t.m.

σ₁=0,912 bar et σ₂ = 0,887 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.

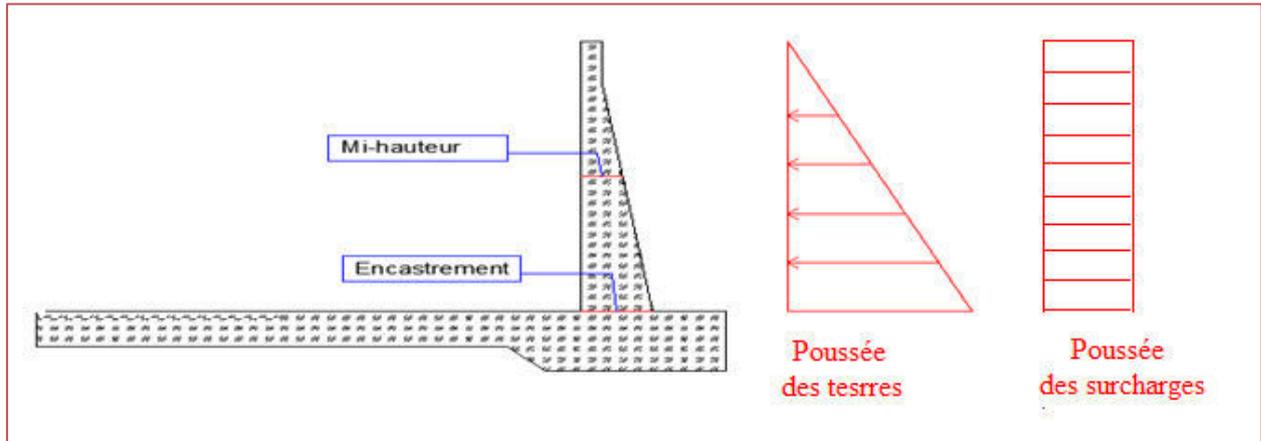


Figure V.06 Calcul de ferrillage du coursier.

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).

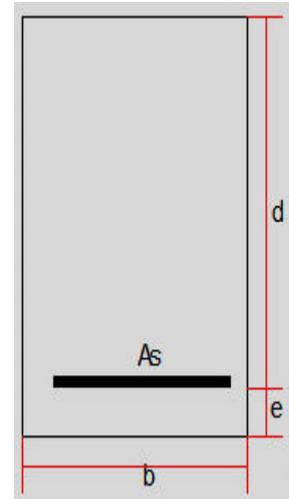
(1,5 : Coefficient de pondération pour les charges supplémentaires).

$$M_e = M_t + M_{sr} = 5,45 \text{ t.m}$$

B. Calcul des aciers

Selon le diagramme dans l’annexe IV, on commence par le calcul du moment réduit :

$$\mu = \frac{M_e}{\sigma_{bc} * b * d^2} \tag{V.22}$$



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-hauteur)

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.

$$A_{s_{\min}} = 0,5\% (1,0 * 0,3) = 15 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max (A_s \text{ calculé}, A_{s_{\min}}) = 15 \text{ cm}^2$$

On choisit 7 barres de diamètre de 20 mm, espacement=15 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 : M_G : 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 :

$$\begin{aligned}M_G &= 1,35 (P_r \cdot 0,4767 + P_t \cdot 1,1246 - F_t \cdot 1,05) + 1,5 (P_{sr} \cdot 1,1 - F_{sr} \cdot 1,5750) \\ &= 1,35 (1,59 \cdot 0,4767 + 4,45 \cdot 1,1246 - 2,65 \cdot 1,05) + 1,5 (1,1 \cdot 1,1 - 1,15 \cdot 1,5750)\end{aligned}$$

$$M_G = 3,12 \text{ t.m}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{(1,35 \cdot (1,59 + 4,45 + 3,96) + 1,5 \cdot 1,1) \cdot 10^3}{100 \cdot 330} \pm \frac{6 \cdot 3,12 \cdot 10^5}{100 \cdot 330^2}$$

$$\sigma_{1,2} = 0,459 \pm 0,172$$

Alors : $\sigma_1 = 0.631 \text{ kg/cm}^2$; $\sigma_2 = 0.287 \text{ kg/cm}^2$.

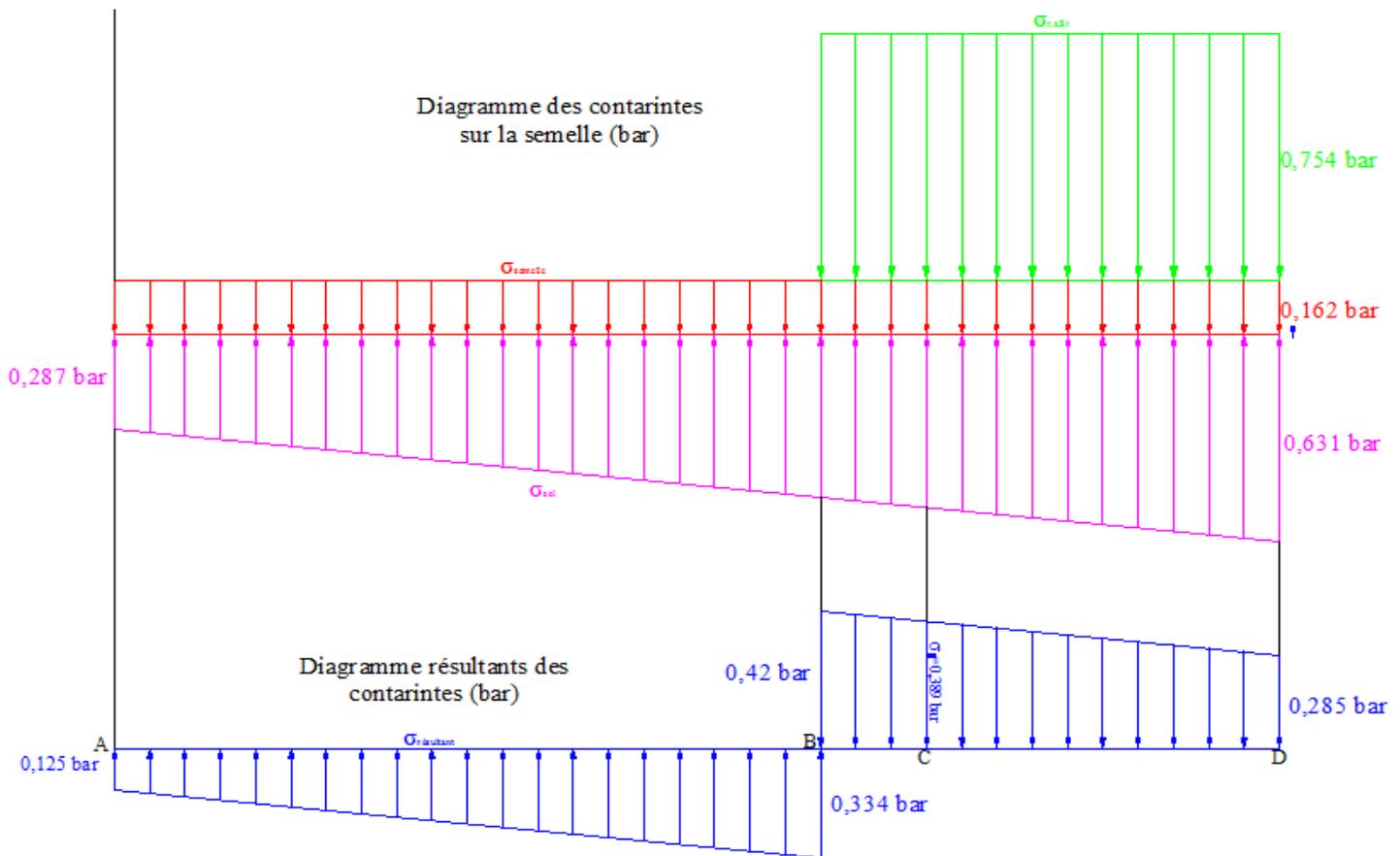


Figure V.07 Diagramme des contraintes de la semelle du mur de bajoyer.

- 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 = 100cm.

- e = 3cm,
- d = h - e = 50 - 3 = 47 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 7 barres de diamètre de 25 mm, espacement = 15 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 7 barres de diamètre de 25 mm, espacement = 15 cm.

N.B : La réalisation de coursier et le chenal d'écoulement se fait par bloc de 20m, les radiers des murs bajoyers sont liés entre eux par des joints (Water stop).

Vous trouverez dans la planche N° 05 le schéma de ferrailage de la semelle

V.2.3 Ferrailage du radier de déversoir

✓ Calcul des forces

a) Forces verticales

- Poids de la semelle:
$$P_s = \gamma_d * S_s * l \quad (\text{V.30})$$

$$= 2,4 * 7,91 * 1 = \mathbf{18,98 \text{ t.}}$$

- Poids de rideau:
$$P_r = \gamma_d * S_d * l \quad (\text{V.31})$$

$$= 2,4 * 6,22 * 1 = \mathbf{14,93 \text{ t.}}$$

- Poids de l'eau aval:
$$P'_w = \gamma_w * S'_w * l \quad (\text{V.32})$$

$$= 1 * 6,9 * 1 = \mathbf{6,90 \text{ t.}}$$

b) Forces horizontales

- Poussée de l'eau amont :

$$F_w = 1/2 \gamma_w \cdot h_{\text{amo}}^2 = 1/2 * 1000 * 2,2^2 = \mathbf{2,42 \text{ t.}}$$

- Poussée de l'eau aval :

$$F'_w = 1/2 \gamma_w \cdot h_{\text{ava}}^2 = 1/2 * 1000 * 0,717^2 = \mathbf{0,26 \text{ t.}}$$

✓ Calcul des contraintes :

✓ Contrainte du rideau, la semelle et de l'eau aval :

$$\sigma_s = \frac{1,35 * (P_s + P_r + P'_w)}{100 * B} = \frac{1,35 * (18,98 + 14,93 + 6,9) * 10^3}{100 * 1300} = 0,424 \text{ Kg/cm}^2$$

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 :

$$N = 13,38 \text{ t.}$$

$$\text{Et } M_G = 1,35 * (-18,07*0,8883 + 9,36*1,2818 + 14,93*3,7254 - 6,9*2,9719 - 8,41*1,9942 + 0,26*0,8658) = 14,51 \text{ t.m.}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{1,35 * 13,38 * 10^3}{100 * 1300} \pm \frac{6 * 14,51 * 10^5}{100 * 1300^2}$$

$$\sigma_{1,2} = 0,136 \pm 0,052$$

Alors : $\sigma_1 = 0,188 \text{ Kg/cm}^2$; $\sigma_2 = 0,084 \text{ Kg/cm}^2$.

c) Contraintes résultantes :

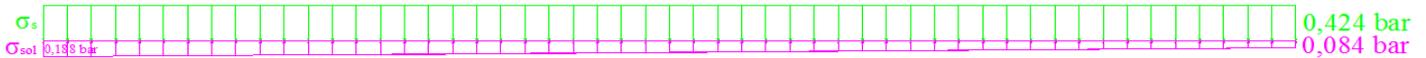


Figure V.08 Diagramme des contraintes de la semelle du déversoir.

$$\sigma_a = 0,424 - 0,084 = 0,34 \text{ bar}$$

$$\sigma_b = 0,424 - 0,16 = 0,264 \text{ bar}$$

L'aire du diagramme résultant : $S = 20,87 \text{ t.}$

Le centre de gravité : $X_G = 4,95 \text{ m.}$

Le moment fléchissant est donc : $M = 103,39 \text{ t.m}$

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 :**

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_{bc} * b * d^2} = \frac{103,39 * 10^5}{142 * 100 * 47^2} = 0,329$$

$\mu < \mu_1 \longrightarrow$ On n'a pas d'acier comprimés,

$$A_s = \frac{M_t}{\beta * d * \sigma_s}$$

$$- \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{4000}{1,15} = 3478,26 \text{ bar. (contrainte maximale de l'allongement de l'acier)}$$

$$- \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 * \mu}}{0,8} = 0,044 < 0,259 \text{ on est dans le pivot A}$$

$$- \beta = 1 - 0,4 * \alpha = 0,982$$

$$- d = 47 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{103,39 * 10^5}{0,982 * 47 * 3478,26} = 64,40 \text{ cm}^2$$

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

La réalisation d'un barrage se déroulera dans des bonnes conditions si on établit un bon plan de travail, comportant un planning prévisionnel des travaux, ainsi récapitulation une des moyens humains, matériels et matériaux.

Une reconnaissance meilleur du lieu de chantier aide énormément à dresser un planning technologique des engins et leur utilisation rationnelle dans les diverses opérations, afin de pouvoir répondre aux conditions d'espace et temps dictés par le marché et améliorer sa rentabilité.

Une bonne organisation de chantier intervient grossièrement dans la diminution du prix de l'ouvrage (en diminuant les délais de réalisation) pour qu'il ne pas soit onéreux. Ces constructions présentent des difficultés énormes, mais pour se faire, et quelques que soient les problèmes rencontrés, il est impératif d'avoir une connaissance exacte de l'organisation de chantier.

Notre étude consistera donc à organiser le chantier du barrage Azib Timizar tout en assurant :

- Une meilleure qualité (étude approfondie, choix de la main d'œuvre, choix des matériaux...etc.)
- La rapidité des diverses opérations.
- Une économie : synchronisation et réduction des travaux.
- Une organisation de l'emploi du matériel et du personnel en garantissant leur sécurité.

Ces facteurs revêtent une importance majeure pour l'exécution des travaux dans les meilleures conditions.

VI.1 Organisation technique et données préparatoires

Les opérations essentielles dans l'organisation technique pour la construction commencent par la préparation des documents qui donnent droit à l'organisme l'exécution des travaux de construction.

L'organisation technique de préparation passe par les étapes suivantes :

- 1- Période de préparation, consiste à établir l'ordre chronologique et la cadence de réalisation des travaux en qualités et en quantités.
- 2- Mesure d'approvisionnement du chantier en matériaux de construction concernant le lieu et la qualité.

VI.2. Les principaux intervenants sur chantier

Avant d'entamer les travaux d'exécution du barrage, il est indispensable de rappeler les rôles des différentes personnes amenées à intervenir dans l'acte de construction.

a) Le maître de l'ouvrage :

C'est une personne physique ou morale dont le 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.

b) Le 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.

c) L'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.

VI.3 Travaux préparatoires et installation de chantier

L'implantation d'un chantier nécessite un terrain de larges espaces, afin de ménager les divers aires de stockages et des pistes de circulation d'engins, suivie de leur occupation progressive par les locaux, engins, poste fixes de travail. On peut distinguer les installations suivantes :

VI.3.1 Installations destinées au personnel :

En générale, sont les dortoirs ; les réfectoires, les installations sanitaires et les bureaux de chantier...etc.

VI.3.2 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 croisement entre les différents types d'agrégats, pour éviter leur mélange et la faciliter de dosage du béton, et les aciers dans des baraquements, hangars afin d'éviter leur oxydation.

VI.3.3 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 pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

VI.3.4 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...etc.

➤ Fabrication des granulats

Les granulats sont fabriqués dans les stations de concassage ils seront acheminés jusqu'à l'aire de stockage par des camions benne .

VI.4 Travaux de réalisation :

VI.4.1 Implantation des ouvrages sur chantier :

Ou appelé autrement **le piquetage**, on peut la considérer la tâche la plus importante dans les travaux, c'est la matérialisation de l'ouvrage (ainsi que ses annexes et les installations cités précédemment) par des piquets sur terrain.

Il y'a 2 types de piquetage :

- Piquetage principal : concerne les axes de l'ouvrage.
- Piquetage secondaire : (ou complémentaire) concerne les bords de l'ouvrage (ou le contour).

VI.4.2 Travaux de terrassements :

Pour la réalisation des travaux de terrassements, il est nécessaire d'établir la balance des masses volumiques de terrassement en adoptant les travaux les plus économiques en ce qui concerne la répartition et le transport des matériaux de construction sur le chantier, ainsi que le choix par les caractéristiques techniques des outils mécaniques.

VI.4.3 Travaux d'excavations :

Les différentes opérations d'excavation devront être faites selon les données avancées dans le dossier des plans et le programme général des travaux, ces derniers comprennent le décapage, l'excavation et la mise en dépôt des déblais.

Le décapage de la terre végétale sur l'assise de la digue, l'évacuateur de crues et les zones d'emprunt, qui sera transporté vers une décharge dans une zone stable sans influence sur le déroulement et le régime des travaux.

VI.4.4 Travaux secondaires :

Cela consiste au travail dont le besoin est de pouvoir exploiter tous les ouvrages dans les meilleures conditions possibles.

- ✓ L'aménagement de la zone d'emprunt.
- ✓ Stabilité des décharges ainsi que leur protection contre l'érosion et leur éloignement des cours d'eau.
- ✓ Reboisement des zones à risque d'érosion aux alentours du barrage.

VI.5 Les moyens de chantier :

En ce qui concerne les moyens en personnel, l'entreprise devra indiquer les personnes physiques responsables du chantier et ses intérimaires en précisant leurs titres, références et compétence.

Les mêmes indications devront être fournies pour les techniciens spécialisés tels que géotechnicien spécialiste en travaux d'étanchéité, d'injection etc. qui auraient à intervenir sur le chantier.

La construction d'une digue en terre et les ouvrages annexes (notamment l'évacuateur de crue) nécessitent l'utilisation de nombreux engins mécaniques destiné à scarifier, excaver, transporter, niveler et compacter les matériaux, ainsi des engins et matériels de bétonnage. On peut distinguer le matériel de compactage, la fonction, les caractéristiques principales et le rendement des différents engins de terrassement et de compactage susceptible d'être utilisés lors de la réalisation du barrage.

A- Les moyens humains :

En ce qui concerne les moyens humains pour la réalisation de l'ouvrage, on doit justifier la mise en œuvre du personnel compétent pour la réalisation des études préalables et pour la construction en précisant leurs titres et leurs compétences.

Le personnel nécessaire pour le projet est :

- Conducteur des travaux : pour le suivi de chantier et le suivi d'ouvriers,
- Contre maître.
- Chauffeurs pour les engins, les camions et les véhicules.
- Ouvriers.
- Ferrailleurs.
- Soudeurs.
- Coffreurs.
- Topographes.
- Ingénieurs (en hydraulique, génie civil...)
- Géologue pour la mission géologique en phase d'étude.
- Cadres dirigeants en coté financiers, ressources humaines, spécialiste en sécurité de chantier,...

B - Les engins de terrassement :

Le matériel général de terrassement comprend les engins traditionnels mis en œuvre pour la constitution des fouilles d'assise des ouvrages du barrage, l'extraction et le transport des matériaux de construction, les bétonnages et la réalisation des finitions (remblai— enrochement ...) se fait appel aux engins suivants :

- Bulldozer : pour les terrassements de masse et les voies d'accès.
- Chargeur (à pneus et à chenilles) : pour le chargement des déblais.
- Camion benne : pour le transport des déblais et les matériaux de construction.
- Pelle hydraulique : pour le creusement des fouilles.
- Décapeuse.
- Pompe immergée : pour l'évacuation des eaux de chantiers en période hivernale.
- Camion-citerne : pour le transport de carburant aux engins et transport de l'eau pour la confection de béton, et pour l'arrosage des pistes pour diminuer la poussière.
- Compacteur : pour le compactage des matériaux de construction de la digue.
- Grue à portique : pour la mise en place de béton et pour placer le coffrage ainsi les aciers.
- Camion malaxeur : pour le transport de béton.
- Groupes électrogènes.

C - Le matériel des bétonnages :

On utilise le plus souvent des bétonnières pour la fabrication du béton nécessaire pour la construction des ouvrages en béton (évacuateur, tour de prise, canal de dérivation...)

VI.6 Planification :

La planification consiste à rechercher constamment la meilleure façon d'utilisation avec économie des moyens humains et matériels pour assurer une efficacité d'exécution. Son objectif est de s'assurer que tout le travail se fait :

- Dans un ordre correct (bonne succession des opérations du réseau).
- A temps (sans retard).
- Economique (avec des bénéfices).

VI.6.1 Attribution des durées de chaque opération :

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

1. Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ;
2. Dimensions du projet ;

On applique la formule suivante:

$$T = \frac{Q \cdot N}{n}$$

Avec: $\begin{cases} Q = \text{Quantité de travail} \\ N = \text{Rendement} \\ n = \text{Nombre d'équipes} \end{cases}$

L'attribution des durées pour chaque opération est liée à la cadence optée :

Terrassements :

Pour les excavations de l'évacuateur de crue, le terrain permet de faire des cadences assez élevés sans contraintes particulières, La cadence moyenne adoptée pour les excavations de l'évacuateur est de 1000 m³/j (soit 25 000 m³/mois).

Remblais :

- La cadence de mise en place moyenne est de 6000 m³/j, soit 150 000 m³/mois.
- Cette cadence peut être dépassée en augmentant les équipements de mise en place et de compactage, mais compte tenu de la vulnérabilité des travaux de remblais aux conditions météorologiques, il est préférable que l'estimation soit conservatrice.

Bétons :

Pour les bétons l'évacuateur de crue, une cadence de 200 m³/j a été adoptée. Les travaux étant à l'air libre et facile d'accès, cette cadence peut être facilement atteinte, voire dépassée selon les moyens mis en œuvre par l'Entrepreneur.

VI.6.2 Délai de construction et programme des travaux

Le délai de construction de l'ouvrage est déterminé en compte tenu du temps de réalisation de chacune des opérations qui le compose, sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement.

La bonne exécution de ces travaux suppose une bonne planification des différentes tâches c'est-à-dire une recherche constante de la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre et les autres moyens matériels pour assurer certaines exigences, qui sont :

- Le déroulement du travail dans un ordre correct c'est-à-dire une bonne succession des opérations ;
- Le respect des délais de réalisation pour chaque opération ;
- Exécution du travail le plus économiquement possible ;

VI.6.3 Symboles des différentes opérations :

Les symboles des opérations sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau VI.01 Symboles des opérations.

Tavaux	Opérations	Durée (mois)
Installation de chantier et accès	A	5
Installation concassage et centrale à béton	B	4
Travaux de terrassement rives et lit de l'oued.	C	2
<i>Excavation clef Rive gauche (pour l'évacuateur de crue)</i>	<i>D</i>	<i>6</i>
Excavation fondation Rive droit (pour la galerie de dérivation)	E	6
Réalisation de la galerie de dérivation	F	8
Réalisation des batardeaux	G	2
Construction de la digue	H	15
Revêtement des talus de la digue	I	6
<i>Construction de déversoir et coursier</i>	<i>K</i>	<i>7</i>
<i>Construction du bassin de dissipation et excavation canal de fuite</i>	<i>J</i>	<i>7</i>
Réalisation de la tour de prise	L	8
Prise d'eau et Vidange de fond	M	6
Équipements hydromécaniques	N	1
Travaux de finition et mise en eau.	O	4

Donc la réalisation de l'évacuateur de crue va durer **16 mois (D'après le diagramme de GANTT, voir annexe VI)**

VI.6.4 Techniques de la planification :

Il existe trois principales méthodes de planification à savoir :

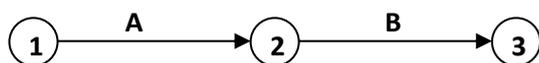
- 1) Méthode basée sur le réseau ou méthode C.P.M .
- 2) Méthode basée sur le tableau
- 3) Méthode basée sur le graphique (diagramme de Gantt) ou méthode des barres.

VII.6.4.1 Méthodes basées sur le réseau :

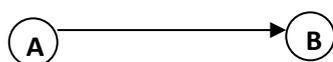
✓ **Définition du réseau :**

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui sont indispensables pour l'achèvement de l'objectif de la planification. On distingue deux types de réseaux :

- **Réseau à flèches :** L'opération est représentée par une flèche et la liaison entre deux opérations par un cercle appelé "nœud".



- **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.

Cette méthode consiste à faire le calcul aller et retour en utilisant les paramètres de la grille suivante :

Tableau VI.02 Les paramètres du réseau à nœuds .

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

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.

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

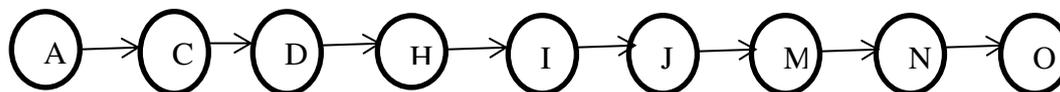
Et :

$$\begin{cases}
 DFP = DCP + TR \\
 DCPP = DFPP - TR \\
 MT = DFPP - DFP \\
 DCP_i + TR = DFP_i \\
 DFP_i = DCP_{i+1}
 \end{cases}$$

• **Chemin critique (C.C) :**

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0). Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double

condition suivante : $C.C \Leftrightarrow \begin{cases} MT = 0 \\ \sum TR_{C.C} = D.T.P \end{cases}$



$DTR = \sum TR = 5+2+5+15+6+8+6+1+4 = 52$ mois

D'après le réseau à nœuds le temps de réalisation total du barrage est de **52 mois (annexe VI)**.

VI.6.4.2 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 donné 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	5	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

D'après le tableau ci-avant le temps de réalisation est de **52 mois**.

VI.6.4.3 Planification avec la méthode de GANTT (méthodes des barres)

Cette technique consiste à déterminer deux réseaux afin de planifier avec le diagramme à barres.

Les tâches sont mentionnées dans la ligne, et la durée de chaque tâche est représentée par une barre (dessinée à l'échelle) tel que la longueur correspond à sa durée réelle, en respectant la date de début et de fin de cette tâche.

Le diagramme de GANTT est représenté dans l'annexe VII.

Conclusion

Organiser le barrage d'Azib Timizar en coordonnant la mise en œuvre des moyens nécessaires pour accomplir, dans les meilleures conditions possibles et à temps si c'est possible, les tâches à exécuter pour la construction de ce barrage.

Une importance a été donnée à l'organisation de la construction, une organisation compatible de tous les travaux, afin de supprimer les temps morts, d'avoir une meilleure qualité de conserver une même vitesse d'avancement, pour toutes les opérations élémentaires et sur tous les points de chantier.

Malgré le planning établi, mais sur terrain on ne pourra jamais éviter certains problèmes et obstacles, qui vont retarder un peu l'avancement des travaux, notamment les intempéries, les crises des matières premières (aciers, ciment, produits chimiques,...)....Etc.

La construction du barrage Azib Timizar devrait durer environ 4 années et 4 mois dont 12 mois sont consacrés pour la réalisation de l'évacuateur de crues.

Conclusion générale

Le site du barrage d'Azib Timizar wilaya de Béjaia est un très bon site potentiel, qu'on doit l'exploiter afin de régler le problème des ressources en eau. Le type et l'emplacement du barrage offrent la possibilité de projeter plusieurs variantes de l'évacuateur de crue, où nous étudié trois variantes.

L'étude des variantes de l'évacuateur de crues du barrage d'Azib Timizar (W. de Bejaia) peut être synthétisée comme suit :

- $V_{NNR}=19,88 \text{ Mm}^3$ dont $V_u=17,38 \text{ Mm}^3$ et $V_m=2,5\text{Mm}^3$.
- LE débit de dimensionnement de période de retour de 1000 ans = 371 m³/s
- La largeur optimale du déversoir = 65 m avec un charge déversante d 1,9 m.
- Les trois variantes étudiées sont :
 - ✓ Evacuateur latéral à entonnement frontal
 - ✓ Evacuateur latéral à entonnement latéral
 - ✓ Evacuateur à déversoir labyrinthe et dissipateur en saut de ski

Ces trois variantes sont adéquates au barrage, elles sont réalisables.

- Le choix est basé sur les conditions topographiques et économiques. La variante optée : Evacuateur latéral à entonnement frontal, qui se compose de :
 - ✓ Déversoir de type Creager, avec parement amont incliné.
 - ✓ Chenal d'écoulement de 40 m.
 - ✓ Coursier en deux parties (conditions topographiques qui l'exige) : la première (L=80 m, B=35 m, i=8%) et la deuxième (L=80 m, B=35 m, i=30%).
 - ✓ Bassin de dissipation de type USBR III.
 - ✓ Chenal d'écoulement de largeur de 20 m.
- Du point de vue génie civil, le déversoir et les murs bajoyers sont stables, et un plan de ferrailage a été établi.
- La durée totale de réalisation du barrage est de 4 ans et 4 mois, dont 16 mois sont consacrés pour l'évacuateur de crue.

Finalement, nous pouvons conclure que la construction de l'évacuateur de crue latéral à entonnement frontal ne pose aucun problème technique particulier.

Références bibliographiques

A.N.B.T : Etude d'avant projet détaillé du Barrage Azib Timizar (Wilaya de Béjaia), Mémoire de synthèse.

TOUAIBIA. B (2004) Manuel pratique d'hydrologie. ENSH Blida.

TOUAIBIA. B. Polycopie de cours de régularisation des débits.

CIGB 1994 « Les crues de projet des barrages : la méthode du Gradex » Bulletin du comité internationale des grands barrages, 18e congrès CIGB / ICOLD - N° 02, Nov. 1994.

MEDDI M. et BELHADJ BOUCHAIB F., 2010. Etude des crues dans le bassin du Cheliff . Application de la méthode du Gradex.

Layan, Dridri, Benaabidate, Zemzami :Détermination des crues de projet par les aspects du débit de point et l'hydrogramme de crue au niveau de la commune Ain Boukhellal, Bassin versant de l'oued LARBAA, Maroc.

KHATSURIA.R.M (2005) Hydraulics of Spillways and Energy Dissipators .Georgia Institute of Technology Atlanta ,Georgia

Cox, R. G. (1973) «Spillway Water Surface Profiles, » Miscellaneous Paper H-73-4, Jun 1973, U. S. Army Engineer Waterways Experiment Station, CE, Vicksburg, Miss.

DESIGN OF SMALL DAMS USBR (1987) a water resources technical publication .

USACE Engineering and Design; Hydraulic design of Spillway, Engineer Manual EM 1110-2-1603, January 1990.

Schleiss, A. J., & Pougatsch, H. (2011). Les barrages: du projet à la mise en service (Vol. 17). Ecole Polytechnique fédérale de Lausanne.

Wili H. Hager & Anton J. Schleiss. (2009). Construction hydraulique, écoulement stationnaires (Vol. 15) Ecole Polytechnique fédérale de Lausanne.

Luis E. Rosete Gamboa, & Agustín Alvarez García Manuel de conception et projets typiques des évacuateurs de crues ; ANBT.

Sites web :

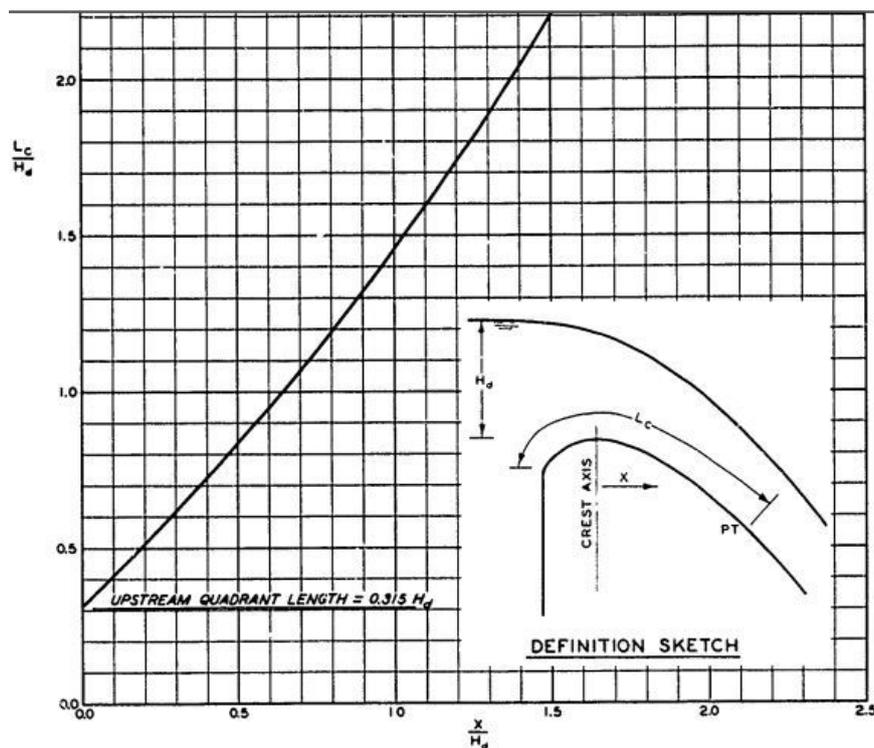
<http://hmf.enseiht.fr/travaux/CD9900/travaux/optsee/bei/g13/pa05.htm>

Google Map : <https://www.google.fr/maps/@36.7263826,4.6804402,14.25z>

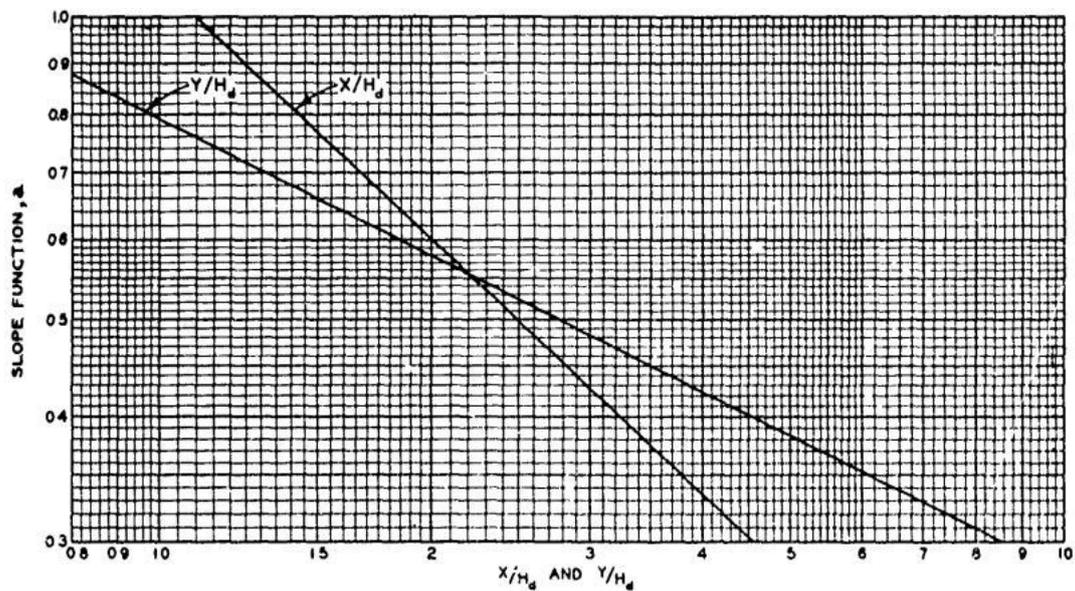
Google Earth : <https://www.google.com/intl/fr/earth/> Images satellitaires du 02/02/2017, du point aux coordonnées citées dans chapitre 01, site consulté le 26/08/2017.

Annexe I

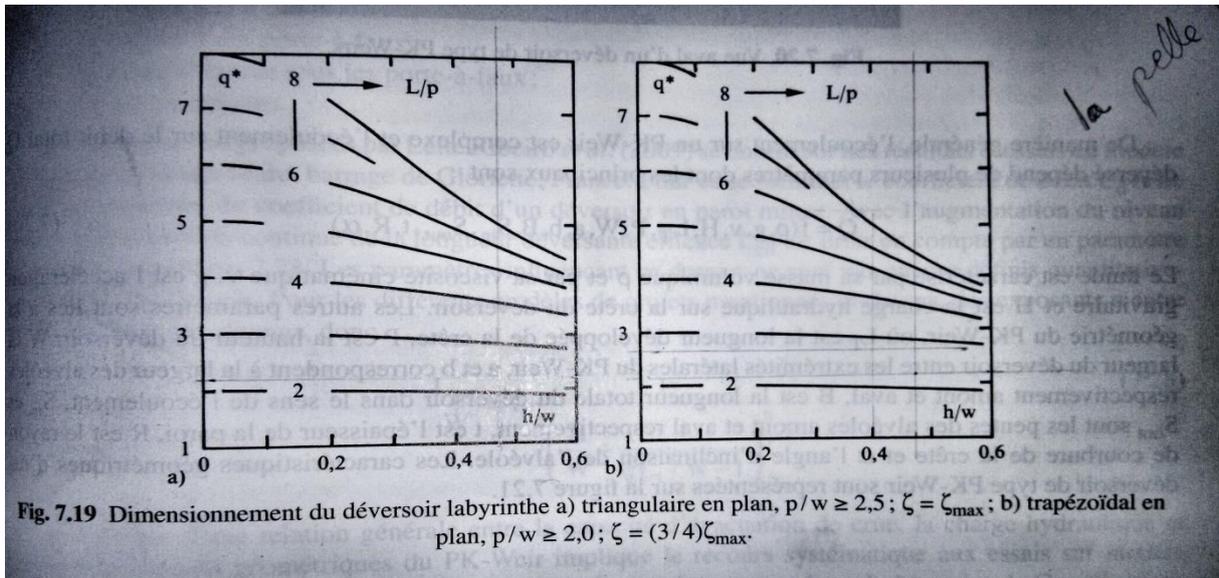
Les abaques



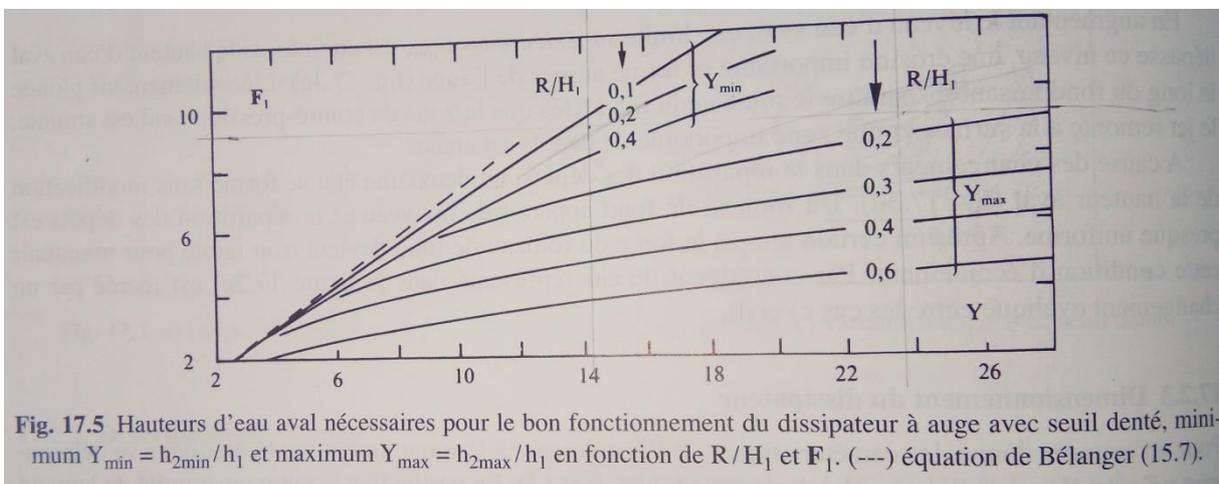
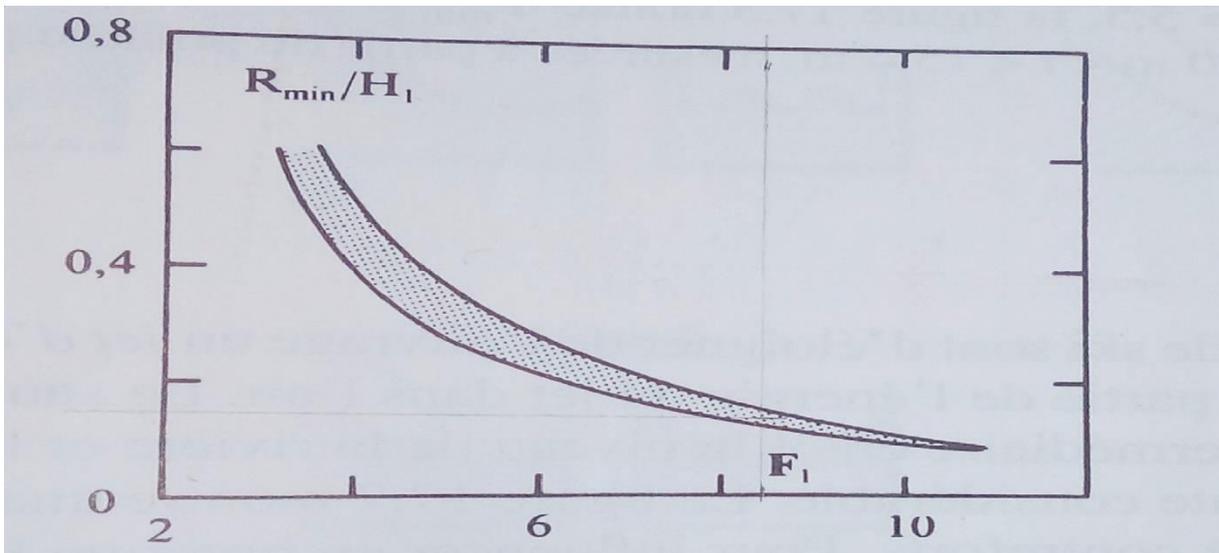
Abaque 1 : Cordonnées du point tangentiel (Pt) d'un déversoir USBR [8]



Abaque 2 : Cordonnées du point tangentiel (Pt) d'un déversoir USBR [8]



Abaque 03: Dimensionnement du déversoir labyrinthique [12]



Abaque 05 : Hauteur d'eau aval (saut de ski) [12]

Annexe II : La vitesse d'approche admissible en fonction du type de sol.

Types de sols	Diamètre d ₅₀ (mm)	V _{adm} (m/s) pour différents hauteurs (m)				
		(H+P)=0.4	(H+P)=1.0	(H+P)=2.0	(H+P)=3.0	(H+P) > 5.0
Sable très fin	0.05-0.15	0.15-0.20	0.20-0.30	0.25-0.40	0.40-0.45	0.40-0.55
Sable fin	0.15-0.25	0.20-0.35	0.30-0.45	0.40-0.55	0.45-0.60	0.55-0.70
Sable moyen	0.25-1.0	0.35-0.50	0.45-0.60	0.55-0.70	0.60-0.75	0.70-0.85
Sable gros	1.0-2.5	0.50-0.75	0.60-0.75	0.70-0.80	0.75-0.90	0.85-1.00
Gravier fin	2.5-5.0	0.75-0.85	0.75-0.85	0.80-1.0	0.90-1.10	1.00-1.20
Gravier moyen	5.0-10	0.85-0.90	0.85-1.05	1.0-1.15	1.10-1.30	1.20-1.45
Cailloux fin	10-15	0.90-1.10	1.05-1.20	1.15-1.35	1.30-1.50	1.45-1.65
Cailloux moyen	15-25	1.10-1.25	1.20-1.45	1.35-1.65	1.50-1.85	1.65 - 2.0
Cailloux gros	25-40	1.25-1.50	1.45-1.85	1.65-2.10	1.85-2.30	2.0-2.45
Cailloux très gros	40-75	1.50-2.0	1.85-2.40	2.10-2.75	2.30-3.10	2.45-3.30
Petite pierre	75-100	2.0-2.45	2.4-2.80	2.75-3.20	3.10-3.50	3.30-3.80
Pierre moyenne	100-150	2.45-3.0	2.80-3.35	3.20-3.75	3.50-4.10	3.80-4.40
Grosse pierre	150-200	3.0-3.50	3.35-3.80	3.75-4.30	4.10-4.65	4.40-5.0
Petite bloc	200-300	3.50-3.85	3.80-4.35	4.30-4.70	4.65-4.90	5.0-5.50
Moyenne bloc	300-400	-	4.35-4.75	4.70-4.95	4.90-5.30	5.50-5.60
Grosse bloc	400-500	-	-	4.95-5.35	5.30-5.50	5.60-6.0
Roches sédimentaires, conglomérats, marnes.		2.10	2.50	2.90	3.10	
Calcaire poreux et conglomérats compacts, grès calcifiés, etc.		2.50	3.0	3.40	3.70	
Grès dolomitiques, calcaires compacts non stratifiés, silices.		3.70	4.50	5.20	5.60	
Roches cristallines, marbres et granites.		16.0	20.0	23.0	25.0	
Diabases, basaltes et quartzites.		21.0	25.0	25.0	25.0	

Annexe III : Tableau de calcul de la ligne d'eau dans l'auge de réception- méthode USBR2 – évacuateur à entonnement latéral

Tranche N° 01 :

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
ST	Δx	Bed	Trial Δy	WS	h	A	Q	V	P	$\Delta y'$	$\alpha \Delta y$	R	ht	Δy
89		330,93		333,440	2,51	78,45	372	4,74	35,61			2,203		
80	9	330,95	1	334,440	3,492	105,44	334	3,17	37,81	0,802	0,882	2,789	0,00589	0,888
			0,9	334,340	3,392	102,26	334	3,27	37,58	0,774	0,851	2,721	0,00648	0,858
			0,83	334,270	3,322	100,03	334	3,34	37,43	0,753	0,828	2,673	0,00693	0,835

Tranche N° 02 :

ST	Δx	Bed	Trial Δy	WS	h	A	Q	V	P	$\Delta y'$	$\alpha \Delta y$	R	ht	Δy
80		330,948		334,27	3,322	100,03	334	3,34						
70	10	330,968	0,4	334,67	3,702	105,92	292	2,76	38,28	0,307	0,337	2,767	0,00502	0,342
			0,35	334,62	3,652	104,40	292	2,80	38,17	0,297	0,327	2,735	0,00525	0,332
			0,32	334,59	3,622	103,48	292	2,82	38,10	0,291	0,320	2,716	0,00539	0,325

Tranche N° 03 :

ST	Δx	Bed	Trial Δy	WS	h	A	Q	V	P	$\Delta y'$	$\alpha \Delta y$	R	ht	Δy
70		330,968		334,59	3,622	103,48	292	2,82						
60	10	330,988	0,4	334,99	4,002	108,38	251	2,31	38,95	0,238	0,262	2,783	0,00350	0,265
			0,3	334,89	3,902	105,47	251	2,38	38,73	0,225	0,248	2,724	0,00380	0,251
			0,24	334,83	3,842	103,74	251	2,42	38,59	0,217	0,239	2,688	0,00400	0,243

Tranche N° 04 :

ST	Δx	Bed	Trial Δy	WS	h	A	Q	V	P	$\Delta y'$	$\alpha \Delta y$	R	ht	Δy
60		330,988		334,83	3,842	103,74	251	2,42						
50	10	331,008	0,3	335,13	4,122	104,91	209	1,99	39,22	0,185	0,204	2,675	0,00273	0,207
			0,2	335,03	4,022	102,16	209	2,04	38,99	0,177	0,194	2,620	0,00296	0,197
			0,19	335,02	4,012	101,89	209	2,05	38,97	0,176	0,193	2,614	0,00299	0,196

Tranche N° 05 :

ST	Δx	Bed	Trial Δy	WS	h	A	Q	V	P	$\Delta y'$	$\alpha \Delta y$	R	ht	Δy
50		331,008		335,02	4,012	101,89	209	2,05						
40	10	331,028	0,3	335,32	4,292	102,39	167	1,63	39,60	0,155	0,171	2,586	0,00192	0,173
			0,2	335,22	4,192	99,79	167	1,67	39,37	0,150	0,165	2,535	0,00208	0,167
			0,16	335,18	4,152	98,76	167	1,69	39,28	0,147	0,162	2,514	0,00214	0,164

Tranche N° 06 :

ST	Δx	Bed	Trial Δy	WS	h	A	Q	V	P	$\Delta y'$	$\alpha \Delta y$	R	ht	Δy
40		331,028		335,18	4,152	98,76	167	1,69						
30	10	331,048	0,3	335,48	4,432	98,55	125	1,27	39,91	0,127	0,140	2,469	0,00124	0,141
			0,2	335,38	4,332	96,11	125	1,30	39,69	0,125	0,137	2,422	0,00120	0,138
			0,13	335,31	4,262	94,41	125	1,33	39,53	0,122	0,135	2,388	0,00127	0,136

Tranche N° 07 :

ST	Δx	Bed	Trial Δy	WS	h	A	Q	V	P	$\Delta y'$	$\alpha \Delta y$	R	ht	Δy
30		331,048		335,31	4,262	94,41	125	1,33						
20	10	331,068	0,3	335,61	4,542	93,66	84	0,89	40,16	0,099	0,109	2,332	0,00066	0,110
			0,2	335,51	4,442	91,38	84	0,91	39,93	0,098	0,108	2,288	0,00071	0,109
			0,1	335,41	4,342	89,10	84	0,94	39,71	0,097	0,107	2,244	0,00077	0,108

Tranche N° 08 :

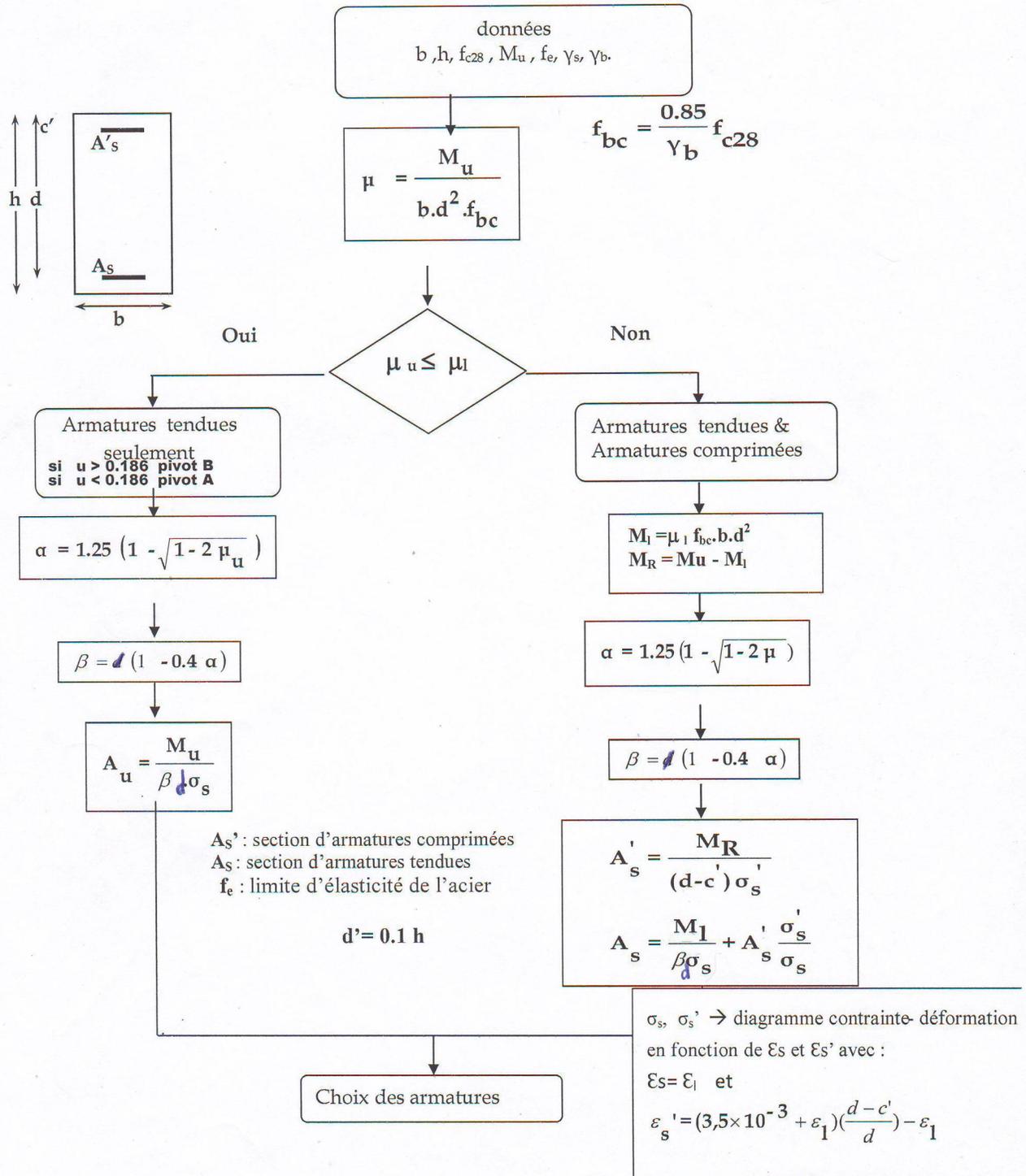
ST	Δx	Bed	Trial Δy	WS	h	A	Q	V	P	$\Delta y'$	$\alpha \Delta y$	R	ht	Δy
20		331,068		335,41	4,342	89,10	84	0,94						
10	10	331,088	0,3	335,71	4,622	87,73	42	0,48	40,34	0,067	0,074	2,175	0,00021	0,074
			0,2	335,61	4,522	85,61	42	0,49	40,11	0,067	0,074	2,134	0,00022	0,074
			0,07	335,48	4,392	82,86	42	0,50	39,82	0,067	0,074	2,081	0,00024	0,074

Tranche N° 09 :

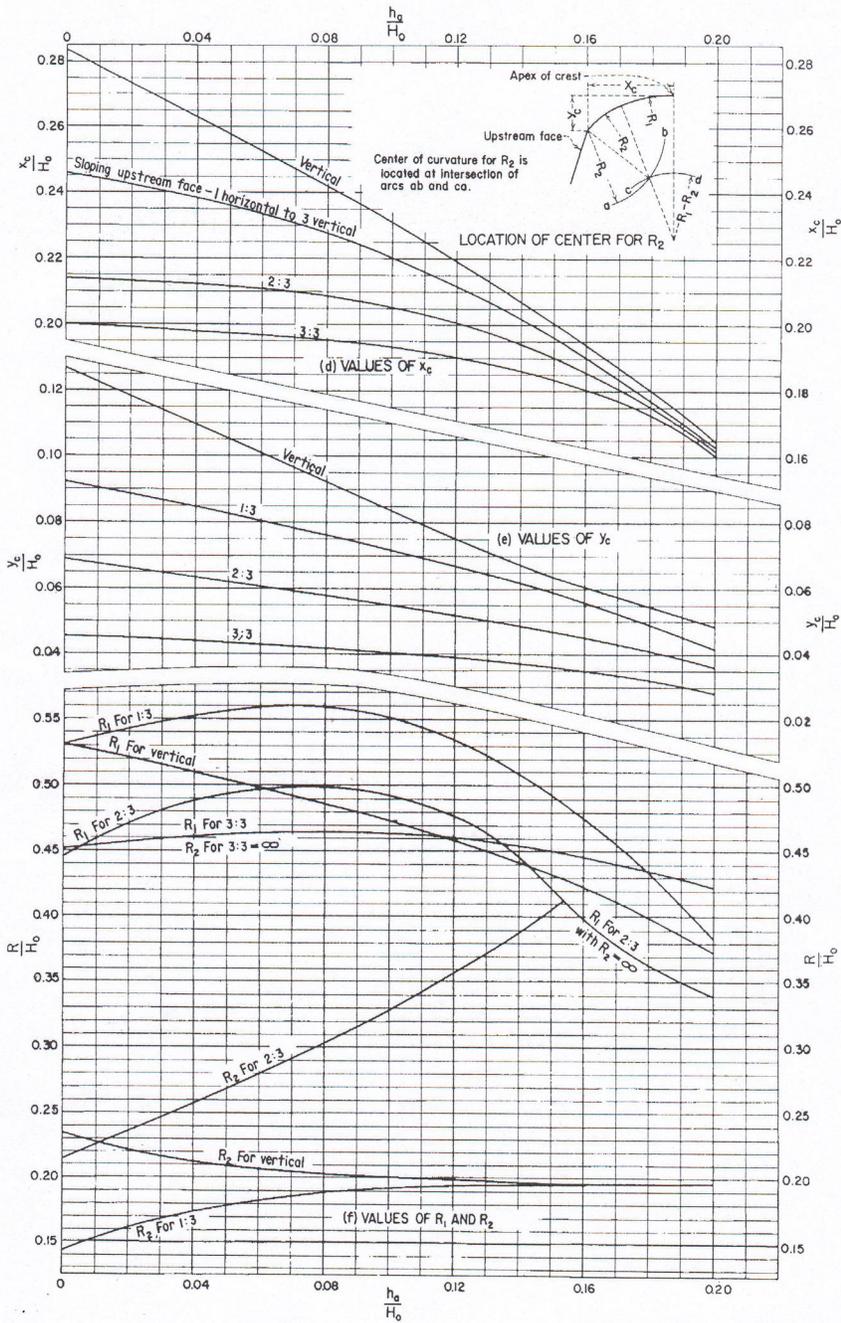
ST	Δx	Bed	Trial Δy	WS	h	A	Q	V	P	$\Delta y'$	$\alpha \Delta y$	R	ht	Δy
10		331,088		335,48	4,392	82,86	42	0,50						
1	9	331,108	0,2	335,68	4,572	79,72	4	0,05	40,22	0,026	0,028	1,982	0,0000254	0,028
			0,1	335,58	4,472	77,75	4	0,05	40,00	0,026	0,028	1,944	0,0000274	0,028
			0,02	335,5	4,392	76,18	4	0,05	39,82	0,026	0,028	1,913	0,0000292	0,028

Annexe IV

Organigramme pour le calcul d'une section rectangulaire d'une poutre en flexion simple à l'état limite ultime

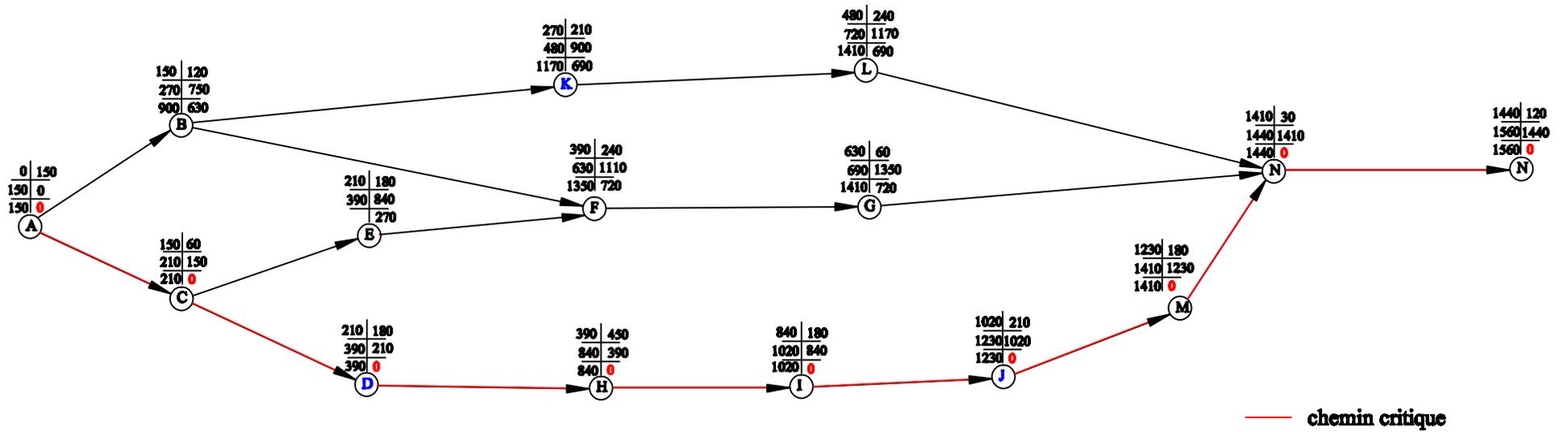


Annexe V



Annexe VI

Réseau à noeuds



Annexe VII

Diagramme de GANTT

