



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : AMENAGEMENT ET GENIE HYDRAULIQUE

THEME :

**DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES ANNEXES DU
BARRAGE DE TICHY-HAF (W. BEJAIA)**

Présenté par :
LAHOULOU AYMEN.

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
Mr A. HADJ SADOK	Professeur	Président
Mr I. ZAIBAK	M.C.B	Examineur
Mr M. BOUZIANE	M.A.A	Examineur
Mr A.ZEROUAL	M.C.A	Promoteur

Session Juillet 2024

Dédicace

Je dédie ce projet de fin d'études à mes parents, dont l'amour infini et le soutien indéfectible m'ont inspiré et motivé tout au long de ce parcours. Leur foi en mes capacités a été une source inestimable de force.

À mes amis, pour leur amitié sincère et leur soutien constant, même dans les moments les plus difficiles. Leur présence a été une véritable source de réconfort.

À mes professeurs et encadrants, dont les précieux conseils, l'expertise et la disponibilité ont joué un rôle crucial dans l'accomplissement de ce travail. Leur guidance m'a permis de mener à bien mes recherches avec rigueur et précision.

Enfin, à toutes les personnes qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de ce projet, je souhaite exprimer ma profonde reconnaissance. Votre soutien a été inestimable et je vous en suis profondément reconnaissant.

Remerciement

Avant tout, je remercie Allah, le Tout-Puissant, pour avoir illuminé mon chemin, m'avoir donné force et sagesse, et permis de réaliser ce modeste travail.

Je souhaite exprimer ma profonde gratitude à mon encadreur, **Mr. Zeroual Ayoub**, pour son aide précieuse, sa disponibilité constante, ses commentaires éclairés et ses critiques constructives. Je remercie également l'ensemble des enseignants de l'E.N.S.H. qui ont assuré ma formation.

Je suis reconnaissant envers le président et les membres du jury pour avoir accepté d'évaluer mon travail et d'y apporter leur expertise.

Enfin, je tiens à exprimer mes sincères remerciements à mes amis de la promotion 2024 pour leur soutien constant et leur chaleur humaine, ainsi qu'à tous ceux qui ont contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ce document.

ملخص:

يهدف هذا العمل إلى دراسة الخيارات المختلفة لمنافذ الفيضانات للسماح بمرور الفيضانات عبر سد تيشي-حاف على وادي بوسلام (ولاية بجاية) مع التحكم في المستويات القصوى التي يصل إليها السد لضمان سلامة الممتلكات والأشخاص في المصب. لتحقيق ذلك، من الضروري أولاً تحديد المعايير الجيومورفولوجية والمناخية لحوض التصريف، تليها دراسة هيدرولوجية لموقع السد وتحليل تفريغ الفيضانات. وقد مكن ذلك من تحديد التدفق التصميمي وعرض مخرج الفيضانات. وُجد أن هذا العرض يبلغ ضعف المساحة المتاحة على الأرض. لمعالجة هذا القيد، قمنا بدراسة أربعة بدائل: مخرج فيضان جانبي بمدخل أمامي، مخرج فيضان جانبي بمدخل جانبي، مخرج فيضان متعرج، ومخرج فيضان أنبوبي. وأخيراً، مكنتنا الدراسة التقنية الاقتصادية للبدائل الأربعة من اختيار البديل الأكثر اقتصادية. تضمنت هذه الخطوة تحليلاً شاملاً لتكاليف البناء والأداء الهيدروليكي لكل خيار. بعد ذلك، خضع البديل المختار لدراسة هندسة مدنية مفصلة لضمان جدواه وامتناله لمعايير السلامة والاستدامة.

الكلمات المفتاحية: سد تيشي-حاف، تفريغ الفيضانات، التدفق التصميمي، مخرج فيضان متعرج، مخرج فيضان أنبوبي، دراسة تقنية اقتصادية، الاستدامة.

Résumé :

Ce travail a pour objectif d'examiner les différentes options d'évacuateurs de crues afin de permettre le passage des crues à travers le barrage de Tichy-Haf sur l'Oued Boussellam (Wilaya de Béjaia), tout en contrôlant les niveaux maximaux atteints par le barrage pour assurer la sécurité des biens et des personnes en aval. Pour cela, il est nécessaire de définir d'abord les paramètres géomorphologiques et climatiques du bassin versant, suivis d'une étude hydrologique du site du barrage et de laminage des crues. Cela a permis de déterminer le débit de dimensionnement et la largeur de l'évacuateur de crues. Cette largeur a été trouvée deux fois supérieure à l'emprise disponible sur le terrain. Pour remédier à cette contrainte, nous avons étudié quatre variantes : déversoir latéral à entonnement frontal, à entonnement latéral, labyrinthe et tubulaire. Enfin, l'étude technico-économique des quatre variantes nous a permis de choisir la variante la plus économique. Cette étape a impliqué une analyse approfondie des coûts de construction et des performances hydrauliques de chaque option. La variante sélectionnée a ensuite fait l'objet d'une étude de génie civil détaillée pour assurer sa faisabilité et sa conformité aux normes de sécurité et de durabilité.

Mots clés : Barrage de Tichy-Haf, laminage des crues, débit de dimensionnement, déversoir labyrinthe, déversoir tubulaire, étude technico-économique, durabilité.

Abstract:

This work aims to examine different options for spillways to allow the passage of floods through the Tichy-Haf dam on the Oued Boussellam (Wilaya of Béjaia) while controlling the maximum levels reached by the dam to ensure the safety of property and people downstream. To achieve this, it is first necessary to define the geomorphological and climatic parameters of the watershed, followed by a hydrological study of the dam site and flood routing. This made it possible to determine the design flow and the width of the spillway. This width was found to be twice the available land area. To address this constraint, we studied four variants: frontal inlet side spillway, lateral inlet side spillway, labyrinth spillway, and tubular spillway. Finally, the techno-economic study of the four variants allowed us to choose the most economical variant. This step involved a thorough analysis of the construction costs and the hydraulic performance of each option. The selected variant was then subjected to a detailed civil engineering study to ensure its feasibility and compliance with safety and durability standards.

Keywords: Tichy-Haf dam, flood routing, design flow, labyrinth spillway, tubular spillway, techno-economic study, durability

Sommaire

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Introduction	3
I.1 Description de site de barrage.....	3
I.2 Réseau hydrographique.....	3
I.3 La Géomorphologie	4
I.4 Géologie et géomorphologie.....	5
I.5 Géomorphologie et stratigraphie.....	5
I.6 Tectonique.....	6
I.7 Couvert végétal	6
Conclusion :.....	7

CHAPITRE II: ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE

Introduction	9
II.2 Aperçue sur la géologie de l'Algérie septentrional	9
II.2.1 Les zones internes : (Tell septentrional).....	10
II.2.2 La zone des Flyschs.....	10
II.2.3 Les zones externes	11
II.2.4 Les unités allochtones telliennes	11
II.2.5 Autochtone relatif ou paraautochtone tellien	11
II.3 Les grands ensembles structuraux de la zone d'étude.....	12
II.3.1 Le socle et sa couverture mesozoïque	12
II.3.2 Les unités épitelliennes.....	12
II.3.3 Les unités des flyschs	12
II.3.4 Les formations post-nappes	13
II.4 Les séries stratigraphiques du secteur d'étude :	15
II.4.1 Le Trias.....	15
II.4.2 Le Jurassique :	15
II.4.3 Le Crétacé.....	15
II.4.3.1 Le Crétacé tellien.....	15
II.4.3.2 Le Crétacé de type flysch	15
II.4.3.3 L'Eocène.....	16
II.4.3.4 L'Oligocène	16
II.4.3.5 Le Miocène	16
II.4.3.6 Le Pliocène	16
II.4.3.7 Le Quaternaire	16

II.4.4 La Tectonique	17
II.4.4.1 Tectonique anté-nappes	17
II.4.4.2 Tectonique tangentielle (au Miocène inférieur)	18
II.4.4.3 Tectonique post-nappes (après le dépôt du Miocène post-nappes)	18
II.5 Séismicité.....	18
II.6 Etude de fondation.....	19
II.6.1 Conséquences et influences des conditions géologiques et géotechniques sur le barrage.....	24
II.7 Etude Géotechnique.....	24
II.7.1 Introduction	24
II.7.2 Resume	29
Conclusion	31

CHAPITRE III : ETUDE HYDROLOGIQUE

Introduction	34
III.1 Description du site	34
III.2 Localisation et Étendu de la zone d'étude	36
III.3 Caractéristiques physiques du bassin versant	36
III.3.1 Caractéristiques climatiques du bassin versant	45
III.3.2 Précipitations maximales journalières.....	49
III.3.2.1 Estimation des pluies journalières maximales	49
III.3.2.2 Choix de la loi d'ajustement	50
III.3.2.3 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL	51
III.3.2.4 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de log-normal (GALTON)	52
III.3.2.5 Pluies de courte durée	54
III.3.2.6 Evaluation des apports liquides.....	57
III.3.2.6.1 Apports moyens interannuels	57
III.3.2.7 Etude des crues	63
Formule de Giandotti	63
Méthode fréquentiel de Meddi & al. 2017	63
III.3.2.8 Calculer le débit fréquentiel	65
Méthode du Gradex	65
III.4 Régularisation.....	70
III.4.1 Répartition annuelle de l'apport 80%	70
III.4.2 Calcul du volume utile	72
III.4.3 Régularisation saisonnière (sana tenant compte des pertes).....	74
III.4.4 Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes)	74

III.5 Laminage des crues.....	77
III.5.1 Méthode de Muskingum (Fread, D.L. 1993).....	77
III .5.1.1 Laminage d'une onde de crue dans un tronçon de rivière	77
III.5.2 méthode de Muskingum	78
III.5.2.1 Principe de la méthode de solution.....	79
III.5.2.2 Calcul du débit de sortie	80
III.5.2.3 Calcul du volume stocké.....	81
III.6 Etude d'optimisation	88
III.6.1 Revanche	89
III.6.2 Calcul de la revanche.....	89
III.6.3 Tassement	90
III.6.4 Largeur en crête.....	90
III.7 Coût de l'évacuateur de crues.....	93
III.7.1 Coût du déversoir	93
III.7.2 Calcul du coût du coursier	93
III.7.3 Coût de canal d'approche	94
III.7.4 Coût total du barrage	95
Conclusion.....	96

CHAPITRE IV : ETUDE DE VARINTES DE LEVECUATEUR DE CRUE

Introduction	98
IV.1 Classification des évacuateurs selon leur emplacement.....	98
IV.2 Evacuateur latéral à entonnement frontal	100
IV.2.1 Dimensionnement et calcul hydraulique	100
IV.2.1.1 Canal d'approche	101
IV.2.1.2 Déversoir	102
IV.2.1.3 Chenal d'écoulement	105
IV.2.1.4 Convergent	106
IV.2.1.5 Coursier	108
IV.2.1.6 Bassin de dissipation	113
IV.2.1.7 Canal de fuite	116
IV.3 Evacuateur latéral à entonnement latéral	117
IV.3.1 Dimensionnement et calcul hydraulique	117
IV.3.1.1 Canal d'approche	118
IV.3.1.2 Auge de reception	119
IV.3.1.3 Chenal d'écoulement	123
IV.3.1.4 Convergent :	124

IV.3.1.5 Coursier	126
IV3.1.6 Bassin de dissipation	131
IV.3.1.7 Canal de fuite	133
IV.4 Evacuateur labyrinthe.....	134
IV.4.1 Géométrie du déversoir	135
IV.4.2 Dimensionnement et calcul hydraulique	135
IV.4.2.1 Dimensions principales de l'ouvrage	135
IV.4.2.2 Méthode de calcul : USBR (1970).....	136
IV.4.2.3 Chenal d'écoulement	138
IV.4.2.4 Convergent	140
IV.4.2.5 Coursier	142
IV4.2.6 Saut de ski	147
IV.5 Evacuateur puit	154
Introduction	154
IV.5.2 Type de deversoire puits	154
IV.5.3 Deversoire a flux axiale	154
IV.5.4 Dimensionnement et calculs hydraulique	154
IV.5.4.1 Méthode USBR 1973	156
IV.6 Etude comparatif des variantes	160
IV.7 Ouvrage annexe.....	162
V.7.1 Ouvrage de vidange.....	162
IV.7.1.1 Méthode de calcul	164
IV.7.2 Ouvrage de prise d'eau.....	167
IV.7.2.1 Calcul du débit de dimensionnement pour la prise d'eau :	168
Conclusion.....	169

CHAPITRE V : GENIE CIVIL

Introduction	171
V.1 Etude de stabilité	171
V.1.1 Stabilité de déversoir	171
V.1.1.1 Calcul des forces	171
Méthode de contour linéaire (Méthode de Bligh).....	173
V.1.1.2 Stabilité au renversement	175
V1.1.3 Stabilité au glissement.....	175
V.1.1.4 Stabilité au poinçonnement	176
V.1.2 Stabilité des murs bajoyers.....	176
V.1.2.1 Stabilité au renversement	176

V.1.2.2 Stabilité au glissement	177
V.1.2.3 Stabilité au poinçonnement	177
V.2 Calcul de ferrailage	177
V.2.1 Ferrailage de rideau de coursier	178
V.2.2 Ferrailage de la semelle de coursier	180
V.2.3 Ferrailage des éléments du l'évacuateur de crue	183
V.2.3.1 Ferrailage de radié de déversoir.....	183
V.3 Conclusion.....	187

CHAPITRES VI : ORGANISATION DU CHANTIER

Introduction	189
VI.2 Travaux préparatoires et installation de l'entreprise.....	189
VI.2.1 Installations destinées au personnel.....	189
VI.2.2 Installations destinées au stockage des matériaux.....	190
VI.2.3 Installations destinées à la réparation des engins	190
VI.2.4 Installation destinée pour la préfabrication	190
VI.3 Moyens du chantier	190
VI.3.1 Moyens humains	190
VI.3.2 Moyens matériels du chantie	190
VI.4 Planification	193
VI.4.1 Définition	193
VI.4.2 Techniques de la planification.....	194
VI.4.3 Méthodes basées sur le réseau.....	194
VI.4.3.1 Relations entre les tâches	195
VI.4.3.2 Plannings des Travaux.....	196
VI.4.3.3 Symboles des différentes opérations	197
VI.4.3.4 Application de la méthode de chemin critique.....	198
VI.5 Conclusion	199

Liste des tableaux

CHAPITRE II : ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE

TABLEAU II.1 : ACCELERATION SISMIQUE PAR ZONE.....	19
TABLEAU II.2 : RESULTATS DES SONDAGES SUR LE SITE DE BARRAGE.....	21

CHAPITRE III : ETUDE HYDRAULOGIQUE

TABLEAU III.1 : BASSINS HYDROLOGIQUES EN ALGERIE.....	35
TABLEAU III.2 : PARAMETRES MORPHOMETRIES DU BASSIN VERSANT.....	39
TABLEAU III.3 : CARACTERISTIQUES DU BASSIN VERSANT	40
TABLEAU III.4 : INDICE DE PENTE GLOBALE (IG).	41
TABLEAU III.5 : CLASSE DE RELIEF SELON (BONNARD ET GARDEL, 1996).....	41
TABLEAU III.6 : RESULTATS TEMPS DE CONCENTRATION DE BASSIN	44
TABLEAU III.7 : LES CARACTERISTIQUES HYDROMORPHOMETRIQUES DU BASSIN VERSANT. .	45
TABLEAU III.8 : LES CARACTERISTIQUES DE LA STATION HYDROMETRIQUE.....	46
TABLEAU III.9 : REPARTITION MENSUELLE DE LA TEMPERATURE.....	46
TABLEAU III.10 : REPARTITION MENSUELLE DE L'EVAPORATION.....	47
TABLEAU III.11: REPARTITION MENSUELLE DE L'HUMIDITE RELATIVE.....	47
TABLEAU III.12 : REPARTITION MENSUELLE DES PLUIES MOYENNES.	48
TABLEAU III-13 : REPARTITION DES PLUIES MAXIMALES JOURNALIERS.....	49
TABLEAU III.14 : RESULTATS DE LA LOI DE GUMBEL.	51
TABLEAU III-15 : CARACTERISTIQUE DE LA LOI DE GUMBEL.....	52
TABLEAU III.16 : RESULTATS DE LA LOI DE LOG-NORMAL.	53
TABLEAU III.17 : CARACTERISTIQUE DE LA LOI DE LOG-NORMAL.	53
TABLEAU III-18 : PRECIPITATIONS MAXIMALES JOURNALIERES POUR CHAQUE FREQUENCE. .	55
TABLEAU III.19 : RECAPITULATIF DES PLUIES, INTENSITES MAXIMALES DE DUREE T (H) ET DE PERIODE DE RETOUR T (ANS).	55
TABLEAU III.19 : RESULTATS DES APPORT INTERANNUELLES BARRAGES TICHY-HAF	58
TABLEAU III.20 : REPARTITION MENSUELLE DE L'APPORT MOYEN.	59
TABLEAU III.21 : LES CARACTERISTIQUES DE L'ECOULEMENT.	60
TABLEAU III.22 : APPORTS FREQUENTIELS.	61
TABLEAU III.23 : REPARTITION MENSUELLE DE L'APPORT DE FREQUENCE 80%.	61
TABLEAU III-24 : DEFERENTES VALEURS DE « A ».	62
TABLEAU III.25 : RESULTATS DES APPORTS SOLIDES.	63
TABLEAU III.26: MODELE POUR CALCULER Q_{max} EN FONCTION DE LA SURFACE DU BASSIN VERSANT.....	64
TABLEAU III.27 : Q(F) (QUANTILE FONCTION).	64
TABLEAU III.28 : RESULTATS DE CALCULE DU DEBIT.....	65
TABLEAU III.29 : RESULTATS DE CALCULE DU DEBIT FREQUENTIEL.....	68
TABLEAU III.30 : VARIATION DE DEBIT PAR DIFFERENT PERIODE DE RETOUR	69
TABLEAU III.31 : REPARTITION MENSUELLE DE L'APPORT MOYEN	71
TABLEAU III.32 : REPARTITION MENSUELLE DES BESOINS EN EAU D'IRRIGATION.....	71
TABLEAU III.33 : REPARTITION MENSUELLE DES BESOINS EN EAU	71
TABLEAU III.34 : LES COORDONNEES DES COURBES HAUTEURS-CAPACITE-SURFACE.....	71
TABLEAU III.35 : REGULARISATION SAISONNIERE SANS TENIR COMPTE DES PERTES.....	74
TABLEAU III.36 : REGULARISATION SAISONNIERE AVEC PERTES.	76
TABLEAU III.37 : VALEURS DE H ET LES PLAGES DE VARIATION EN PERIODE DE CRUE	80
TABLEAU III.38 : COURBE CARACTERISTIQUES DU BARRAGE.	83
TABLEAU III.39 : CALCUL DE L'HYDROGRAMME LAMINE.	85
TABLEAU III.40 : HYDROGRAMMED'ENTRE ET LES HYDROGRAMMES DE SORTIES.	86
TABLEAU III.41 : HYDROGRAMMED'ENTRE ET LES HYDROGRAMMES DE SORTIES.	86
TABLEAU III.41: TABLEAU RECAPITULATIF DES RESULTATS DE LA METHODE DE MUSKINGUM	88
TABLEAU III.42 : TABLEAU RECAPITULATIF DES RESULTATS DE TASSEMENT.....	90
TABLEAU III.43 : VARIATION DE LA HAUTEUR DU BARRAGE.	91

TABLEAU III.44 : RESULTATS DES LARGEURS EN CRETE OBTENUES PAR LES FORMULES PRECEDENTES.....	91
TABLEAU III.45 : COUT DE LA DIGUE.....	92
TABLEAU III.46 : COUT DE DEVERSOIR.....	93
TABLEAU III.47 : COUT DE COURSIER.....	94
TABLEAU III.48 : COUT DU CANAL D'APPROCHE.....	94
TABLEAU III.49 : COUT TOTALE DU BARRAGE.....	95
TABLEAU III.50 : TABLEAU RECAPITULATIF DE L'ETUDE DE LA REGULARISATION ET DU LAMINAGE.....	96

CHAPITRE IV : ETUDE DE VARINTES DE LEVECUATEUR DE CRUE

TABLEAU IV.01 : LES COORDONNEES DU PROFIL DU DEVERSOIR WES.....	102
TABLEAU IV.02 : CALCUL ITERATIF DE LA HAUTEUR NORMALE POUR LE CHENAL D'ECOULEMENT.....	105
TABLEAU IV.03 : CALCUL DE LIGNE D'EAU PAR LA METHODE D'INTEGRATION INDIRECTE... ..	109
TABLEAU IV.04 : HAUTEUR DES MURS BAJOYERS DANS LE COURSIER.....	111
TABLEAU IV.05 : VERIFICATION DE PHENOMENE D'AERATION DANS LE COURSIER.....	112
TABLEAU IV.06 : CHOIX DU TYPE DE BASSIN DE DISSIPATION SELON L'USBR.....	113
TABLEAU IV.07 : VARIATION DE LA LIGNE D'EAU ET LA VITESSE.....	120
TABLEAU IV.08 : PARAMETRES HYDRAULIQUE DANS L'AUGE (USBR2).....	122
TABLEAU IV.09 : CALCUL ITERATIF DE LA HAUTEUR NORMALE POUR LE CHENAL D'ECOULEMENT. ..	124
TABLEAU IV.10 : CALCUL DE LIGNE D'EAU PAR LA METHODE D'INTEGRATION INDIRECTE... ..	127
TABLEAU IV.11 : HAUTEUR DES MURS BAJOYERS DANS LE COURSIER.....	130
TABLEAU IV.12 : VERIFICATION DE PHENOMENE D'AERATION DANS LE COURSIER.....	130
TABLEAU IV.13 : CHOIX DU TYPE DE BASSIN DE DISSIPATION SELON L'USBR.....	131
TABLEAU IV.14 : CALCUL ITERATIF DE LA HAUTEUR NORMALE POUR LE CHENAL D'ECOULEMENT.....	139
TABLEAU IV.15 : CALCUL DE LIGNE D'EAU PAR LA METHODE D'INTEGRATION INDIRECTE... ..	143
TABLEAU IV.16 : HAUTEUR DES MURS BAJOYERS DANS LE COURSIER.....	145
TABLEAU IV.17 : VERIFICATION DE PHENOMENE D'AERATION DANS LE COURSIER.....	146
TABLEAU IV.18 : LES COORDONNES DE LA TRAJECTOIRE DU JET.....	150
TABLEAU IV.19 : COORDONNES DU BASSIN D'AFFOUILLEMENT.....	153
TABLEAU IV.20 : TRAJECTOIRE DU JET DANS LE PUIT.....	158
TABLEAU IV.21 : RECAPITULATION DE CALCUL DES COUTS DES VARIANTES DE L'EVACUATEUR DE CRUES.....	160
TABLEAU IV.22 : LES COORDONNEES DES COURBES HAUTEURS-CAPACITE-SURFACE.....	163
TABLEAU IV.23 : COEFFICIENTS DE PERTES DE CHARGE SINGULIERES.....	165
TABLEAU IV.24 : VARIATION DU DIAMETRE DE VIDANGE AVEC LE TEMPS.....	166
TABLEAU IV.25 : VARIATION DE LA SECTION DE LA GALERIE AVEC SECTION D'AERATION... ..	167

CHAPITRE V : GENIE CIVIL

TABLEAU V.01 : CALCUL DES SOUS PRESSIONS PAR LA METHODE DE BLIGH.....	174
---	-----

CHAPITRES VI : ORGANISATION DU CHANTIER

TABLEAU VI.1 : SYMBOLES DES OPERATIONS REALISEES.....	197
TABLEAU VI.2 : RESULTATS DES OPERATIONS PRECEDE ET SUCCEDE.....	198

Liste des figures

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

FIGURE I.01 : RESEAU HYDROGRAPHIQUE DU BASSIN SOUMMAM.	4
FIGURE I.02 : MNT REPRESENTANT LA MORPHOLOGIE DE LA ZONE D'ETUDE.	5
FIGURE I.03 : CARTE SIMPLIFIEE DU COUVERT VEGETAL DES TERRES	7

CHAPITRE II : ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE

FIGURE.II.01 : CARTE GEOLOGIQUE DE L'ALGERIE . (DURAND DELGUA, 1969, 1980).	9
FIGURE.II.02 : COUPE SYNTHETIQUE ET INTERPRETATIVE N-S DE LA PARTIE CENTRALE DU DOMAINE TELLIEN,	
FIGURE.II.03 : COUPE SYNTHETIQUE DE L'EXTREMITÉ ORIENTALE DU DJURDJURA.....	13
FIGURE.II.04 : SCHEMA STRUCTURAL DE L'EST DE LA GRANDE KABYLIE, DES BABORS.	14
FIGURE.II.05: CARTE GEOLOGIQUE DE LA REGION D'ETUDE.....	17

CHAPITRE III : ETUDE HYDRAULOGIQUE

FIGURE III.01 : REPARTITION DES BASSINS VERSANT DE L'ALGERIE.	35
FIGURE III.02 : BASSIN VERSANT DE BARRAGE DE TICHY-HAF.....	36
FIGURE III.03 : RESAUX HYDROGRAPHIQUE DE BBASSIN VERSANT DE BARRAGE DE TICHY- HAF.	37
FIGURE III.04: COURBE HYSOMETRIQUE DU BASSIN DU BARRAGE TICHY-HAF.....	39
FIGURE III.05: REPARTITION DES CLASSES DE LA TEMPERATURE DU BASSIN DU BARRAGE TICHY-HAF.....	46
FIGURE III.06: REPARTITION DES CLASSES DE L'EVAPORATION DU BASSIN DU BARRAGE TICHY-HAF.....	47
FIGURE III.07 : REPARTITION DES CLASSES DE L'HUMIDITE RELATIVE DU BASSIN DU BARRAGE TICHY-HAF.....	48
FIGURE III.08 : REPARTITION MENSUELLE DES PLUIES MOYENNES RELATIVE DU BASSIN DU BARRAGE TICHY-HAF	
FIGURE III.09 : REPRESENTATION GRAPHIQUE DE LA LOI DE GUMBEL.	52
FIGURE III.10 : REPRESENTATION GRAPHIQUE DE LA LOI DE LOG-NORMAL.	53
FIGURE III.11 : REPRESENTATION GRAPHIQUE DE LA LOI DE LOG-NORMAL.	53
FIGURE III.12 : REPRESENTATION DES ZONES D'ETUDE DE LA FORMULE DE MEDDI.	64
FIGURE III.13 : AJUSTEMENT DES PLUIES ET LA DROITE D'EXTRAPOLATION DES DEBITS (LABORDE, 2000).....	67
FIGURE III.14 : AJUSTEMENT DES PLUIES ET LA DROITE D'EXTRAPOLATION DES DEBITS.	67
FIGURE III.15 : HYDROGRAMME DE CRUE POUR DIFFERENTS FREQUENCE.....	69
FIGURE III.16 : LAMINAGE A TRAVERS UN BARRAGE	79
FIGURE III.17 : EVACUATEUR A SURFACE LIBRE.	81
FIGURE III.18 : MODELISATION DE LA COURBE CAPACITE- HAUTEUR.....	82
FIGURE III.17 : COURBE CARACTERISTIQUE DU BARRAGE.....	84
FIGURE III.20 : HYDROGRAMME DE CRUE	85
FIGURE III.21 : COURBE D'OPTIMISATION.....	85

CHAPITRE IV : ETUDE DE VARINTES DE LEVECUATEUR DE CRUE

FIGURE IV.01 : SCHEMA TYPIQUE D'UN EVACUATEUR LATERAL AVEC ENTONNEMENT FRONTAL.....	100
FIGURE IV.02 : FORME DU SEUIL DE DEVERSOIR.....	102
FIGURE IV.03 : PROFIL DU DEVERSOIR CREAGER.....	103
FIGURE IV.04 : COEFFICIENT DE DEBIT EN FONCTION DE P/HD	104
FIGURE IV.05 : SCHEMA GENERAL DU CONVERGENT	108
FIGURE IV.06 : LIGNE D'EAU DU COURSIER (TYPE S2).....	111
FIGURE IV.07 : SCHEMA DE BASSIN DE DISSIPATION USBR TYPE I.....	114
FIGURE IV.08 : LONGEUR DU BASSIN DE DISSIPATION USBR TYPE I.....	115

FIGURE IV.09 : SCHEMA DE L'EVACUATEUR DE CRUE LATERALE A ENTONNEMENT LATERALE	117
FIGURE IV.10 : VARIATION DE LA LIGNE D'EAU ET LA VITESSE DANS L'AUGET DE RECEPTION	121
FIGURE IV.11 : VUE EN PLAN DE L'AUGET DE RECEPTION.....	123
FIGURE IV.12 : SCHEMA DE CONVERGENT.....	126
FIGURE IV.13 : LIGNE D'EAU DANS LE COURSIER (TYPE S2).....	129
FIGURE IV.14 : SCHEMA DE BASSIN DE DISSIPATION USBR TYPE I.....	132
FIGURE IV.15 : LONGEUR DE BASSIN DE DISSIPATION USBR TYPE I.....	133
FIGURE IV.18 : SCHEMA DE DEVERSOIR LABYRINTHE	135
FIGURE IV.17 : ABAQUE DE DEVERSOIR LABYRINTHE TRAPEZOÏDALES ET TRIANGULAIRE ...	136
FIGURE IV.18 : DIMENSION DU DEVERSOIR LABYRINTHE	137
FIGURE IV.19 : VUE EN 3D DU DEVERSOIR LABYRINTHE	138
FIGURE IV.20 : DIMENSION DU CONVERGENT	141
FIGURE IV.21 : VUE EN 3D DU CONVERGENT	142
FIGURE IV.22 : LIGNE D'EAU DANS LE COURSIER (TYPE S2).....	145
FIGURE IV.23 : SCHEMA DU JET DE SKI.....	148
FIGURE IV.24 : SCHEMA DESCRIPTIF DU LA TRAJECTOIRE DE SAUTE DE SKI.....	149
FIGURE IV.25 : LA TRAJECTOIRE DE SAUTE DE SKI.....	151
FIGURE IV.26 : FAUSSE D'AFFOUILLEMENT DE SAUTE DE SKI	153
FIGURE IV.27 : SCHEMA DESCRIPTIF DU L'EVACUATEUR PUIITS.....	155
FIGURE IV.28 : EVACUATEUR PUIITS	155
FIGURE IV.29 : ABAQUE DU COEFFICIENT DE DECHARGE	157
FIGURE IV.30 : TYPE D'ECOULEMENT DANS LE PUIT	158
FIGURE IV.31 : TRAJECTOIRE DU JET DANS LE PUIT	159
FIGURE IV.32 : COURBE SURFACE-HAUTEUR DU BARRAGE.....	164
FIGURE IV.33 : COEFFICIENT DE CONTRACTION DE LA VIDANGE DE FOND	166

CHAPITRE V : GENIE CIVIL

FIGURE V.01 : REPARTITION DES FORCES HORIZONTALES ET VERTICALES AGISSANTES SUR LE DEVERSOIR.....	171
FIGURE V.02 : PRE DIMENSIONNEMENT DU DEVERSOIR	173
FIGURE IV.03 : CALCUL FERRAILLAGE DE COURSIER.....	178
FIGURIV.05 : FORCES RESULTANTES SUR LE COURSIER	181
FIGURE IV.06 : DIAGRAMME DES CONTRAINTES QUI S'EXERCENT SUR LA SEMELLE.....	182
FIGURE IV.07 : DIAGRAMME DES CONTRAINTES QUI S'EXERCENT SUR LA SEMELLE DE DEVERSOIR.....	184
FIGURE IV.08 : DIAGRAMME DES CONTRAINTES RESULTANT SUR LA SEMELLE DE DEVERSOIR.	185

CHAPITRES VI : ORGANISATION DU CHANTIER

FIGURE VI.01 : COMPACTEUR A PNEUS	191
FIGURE VI.02 : COMPACTEUR A ROULEAUX	191
FIGURE VI.03 : DECAPEUSE AUTOMOTRICE	192
FIGURE VI.04 : PELLE HYDRAULIQUE	193
FIGURE VI.05 : CAMION DE CHANTIER	193
FIGURE VI.06 : RESEAU A NŒUD	198
FIGURE VI.07 : DIAGRAMME DE GANT (CHEMIN CRITIQUE).....	199

Liste des planches

Planche 1 : Emplacement de la variante choisie.

Planche 2 : Evacuateur latérale a entonnement frontale.

Planche 3 : Evacuateur latérale a entonnement latérale.

Planche 4 : Evacuateur labyrinthe.

Planche 5 : Evacuateur puit.

INTRODUCTION GENERALE

L'eau est essentielle à la vie des êtres vivants, et son absence constitue un problème majeur dans le monde. Trouver une source d'eau permanente qui assure une quantité suffisante devient de plus en plus difficile. Une des solutions adoptées pour mobiliser les ressources en eau est la construction de barrages. L'hydraulique, la science qui s'intéresse aux barrages, est une branche de la mécanique consacrée à la gestion et à la conduite de l'eau. Un barrage est un ouvrage d'art érigé en travers d'un cours d'eau pour retenir l'eau et créer un lac artificiel. Les barrages existent probablement depuis la préhistoire, servant de réserves d'eau potable, d'irrigation et de pisciculture.

La région de Béjaïa, située au nord de l'Algérie, possède des richesses importantes, notamment agricoles, culturelles et touristiques. Cette région enregistre l'une des pluviométries les plus élevées du pays, la deuxième à l'échelle nationale avec environ 1000 mm par an. Cependant, malgré cette abondance, la haute vallée souffre d'un manque d'infrastructures en raison de son relief complexe.

Le barrage de Tichy-Haf, avec une capacité de retenue de 80 Hm³, vise à résoudre le problème d'alimentation en eau potable et d'irrigation de la zone de Mahfouda, dans la commune de Bouhamza, sur le territoire des Aït Aïdel, dans la wilaya de Béjaïa, en région Kabylie.

Pour des raisons techniques et de sécurité des agglomérations, ce barrage nécessite l'installation d'un évacuateur de crue, dont le rôle est d'assurer le passage des crues exceptionnelles dans des conditions favorables à la sécurité. Cet évacuateur représente une part considérable du coût global du barrage. Ce coût augmente significativement si la crue choisie a une grande période de retour, ce qui nécessite des dimensions plus importantes pour l'évacuateur. Il est possible de réduire les dimensions globales de l'évacuateur en adoptant une forme non rectiligne de la crête du déversoir.

Le présent travail vise à dimensionner l'évacuateur de crue adéquat pour permettre le transit des crues à travers le barrage de Tichy-Haf, en contrôlant les niveaux maximaux atteints par le barrage pour qu'ils restent inférieurs aux niveaux garantissant la stabilité de l'ouvrage. L'étude a consisté à définir l'ensemble des paramètres géomorphologiques et climatiques du bassin versant de l'Oued Boussellam, suivie d'une étude géotechnique et hydrologique du site du barrage. Cela a permis de déterminer les débits pour différentes périodes de retour et de choisir le débit de dimensionnement de l'évacuateur de crue. Quatre variantes d'évacuateurs ont été étudiées, et la solution la plus économique a été retenue.

En plus de ces analyses, des études de stabilité et de ferrailage de l'évacuateur de crue ainsi que des études de planification ont été menées pour garantir la sécurité et la faisabilité du projet.

Chapitre I
ETUDE
BIBLIOGRAPHIQUE

Chapitre 1 : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Introduction

Avant de démarrer l'étude d'une gestion hydraulique, il est crucial de bien comprendre la zone concernée. Cela facilite un certain nombre de tâches, notamment les sorties sur le terrain, qui nécessitent une compréhension approfondie de la géographie de la région et de l'accès aux lieux pour envisager toutes les alternatives. De plus, il est essentiel d'évaluer les caractéristiques hydrologiques, topographiques, géotechniques et géologiques. En conséquence, nous présenterons dans ce chapitre l'optimisation des variantes des ouvrages hydrotechniques pour un barrage.

I.1 Description de site de barrage

Le barrage de Tichy Haf est situé près du village de Mahfouda, dans la daïra de Seddouk, sur l'oued de Bou Sellam qui rejoint, environ 10 km au nord-ouest, la vallée de la Soummam. Les coordonnées du réseau hydrographique sont E : 4° 39' 07'' et N : 36° 25' 51''. Le bassin versant du barrage de Tichy Haf fait partie du bassin régional 15, c'est-à-dire celui de la Soummam, appartenant à la région hydrographique 3 (Algérois-Soummam-Hodna).

I.2 Réseau hydrographique

L'Oued **Soummam** résulte de la jonction en amont d'Akbou de deux oueds importants, l'Oued **Sahel** et l'Oued **Bou Sellam**. Il comporte de nombreux affluents, qui s'y attachent, dont chacun selon ses caractéristiques propres, à l'écoulement parmi ces affluents, nous pouvons citer :

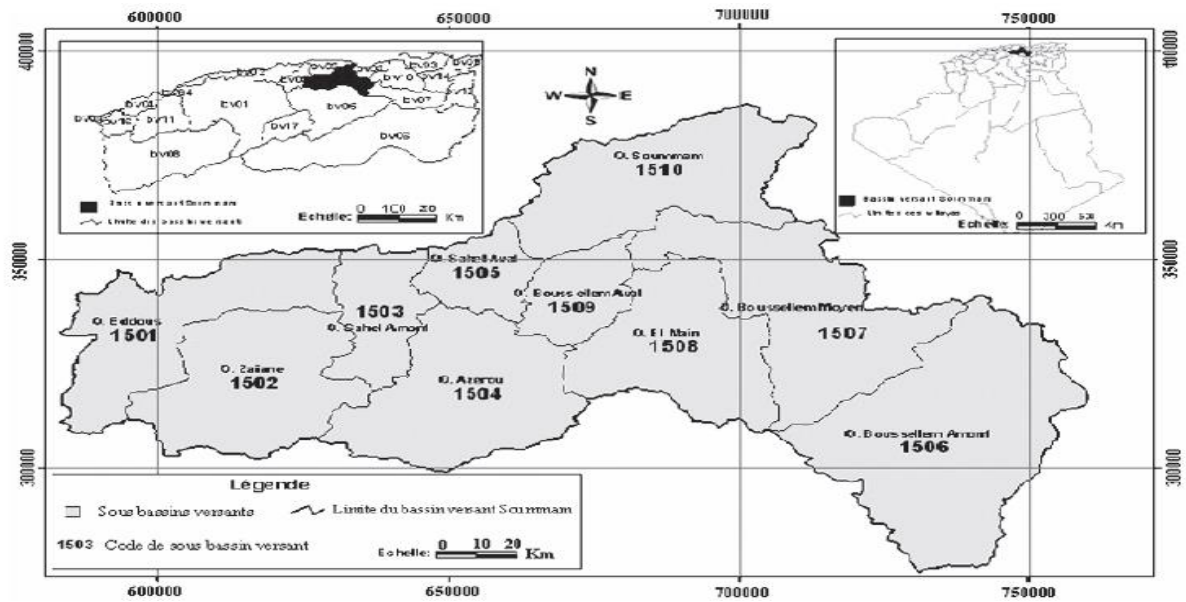


Figure I.1 : Réseau hydrographique du bassin Soummam.

I.3 La Géomorphologie

La vallée de la Soummam est intra-montagneuse, présentant deux unités morphologiques

- Les chaînes de montagne : qui bordent la plaine de part et d'autre et sont représentées par :
 - **L'ensemble septentrional** : il s'agit des formations dures d'âge Secondaire et Tertiaire du Djurdjura, de l'Akfadou et de l'Aghbalou-Gouraya ; cet ensemble constitue une véritable barrière aux masses d'air en provenance de la Méditerranée.
 - **L'ensemble méridional** : formé par les lames calcaires des Babors et par la chaîne des Bibans, cette dernière sépare notre région de la plaine du Hodna ; l'ensemble est d'âge secondaire.

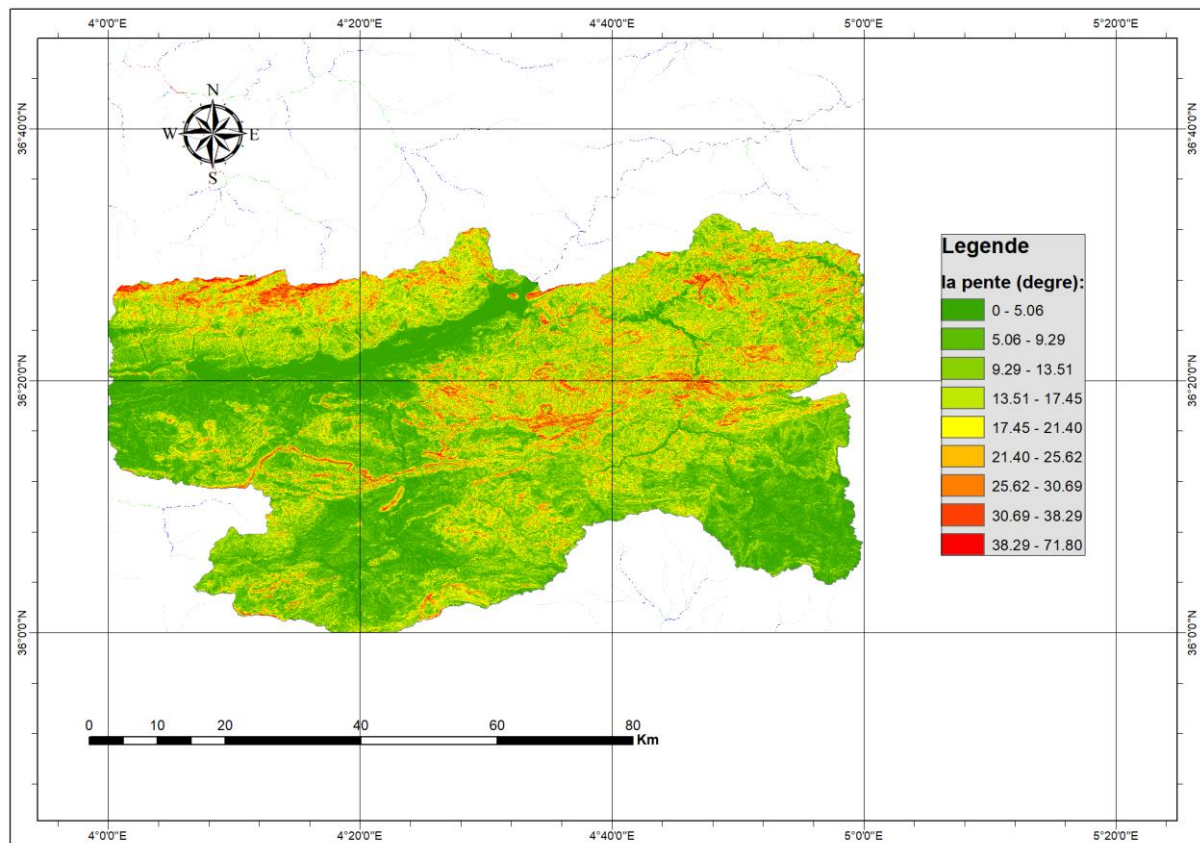


Figure I.2 : MNT représentant la morphologie de la zone d'étude.

I.4 Géologie et géomorphologie

Le bassin versant du barrage Tichi-Haf se situe au nord de l'Algérie dans le domaine de l'Atlas tellien et plus précisément dans la partie orientale de l'anticlinorium des Biban. Le bassin versant jouxte ceux de Portes-de-Fer, K'sob et Ain Zada.

Les données géologiques proviennent des cartes géologiques 1 :50 000 de Sidi Aich, Oued Amizour, Ain Roua, Boussellam, Bordj Bou Arreridj, Ain Mezloug et de la carte géologique 1 :500 000 Alger Nord. Un rapport géologique réalisé lors de l'étude d'avant-projet détaillé pour le barrage de Tichi Haf a également été consulté.

I.5 Géomorphologie et stratigraphie

Le bassin versant présente un relief important sauf dans sa partie sud-est où ce dernier est plus modéré. Le bassin versant est de forme relativement carrée. D'après le rapport géologique d'avant-projet, la région de l'oued Boussellam est occupée en grande partie par un complexe marneux Crétacé. À l'emplacement du site du barrage, le massif carbonatque

Jurassique côtoie le complexe marneux Crétacé qui se développe surtout en amont. La majeure partie des versants est couverte de sols éluviaux. En général, les versants sont soumis à un ravinement et à solifluction répandus. Un glissement de terrain est mentionné dans la région Tamokra. La stabilité des versants de la cuvette est cependant qualifiée de bonne dans le rapport géologique.

I.6 Tectonique

Du point de vue géologique, le bassin versant de Tichi Haf est situé dans l'ensemble structuro-sédimentaire de l'Atlas tellien. L'Atlas tellien est une zone orogénique complexe constituée de nappes de charriage à vergence sud mises en place au Miocène inférieur. L'activité tectonique se traduit à proximité du barrage par des écailles de charriage et un réseau serré de grandes dicalases ou de failles verticales. Le rapport géologique d'avant projet détaillé mentionne une tectonisation importante de la zone du barrage dans le massif carbonatique. Les méandres de la gorge de Tichi-Haf a été modelé par trois lignes structurales de direction W-E, N-S et NNE-SSW.

I.7 Couvert végétal

Près de la moitié du bassin versant du barrage Tichi-Haf est utilisé pour l'agriculture Intensive, en l'occurrence les grandes cultures céréalières et fourragères.

Cette Utilisation est principalement observée sur les plaines situées dans la portion amont du Bassin versant. À l'opposé, les zones les plus accidentées sont généralement Couvertes de forêts (14%), de matorrals (10 %) et de maquis/garrigues (20 %).

La **Figure I.3** illustre de façon détaillée le couvert végétal du bassin.

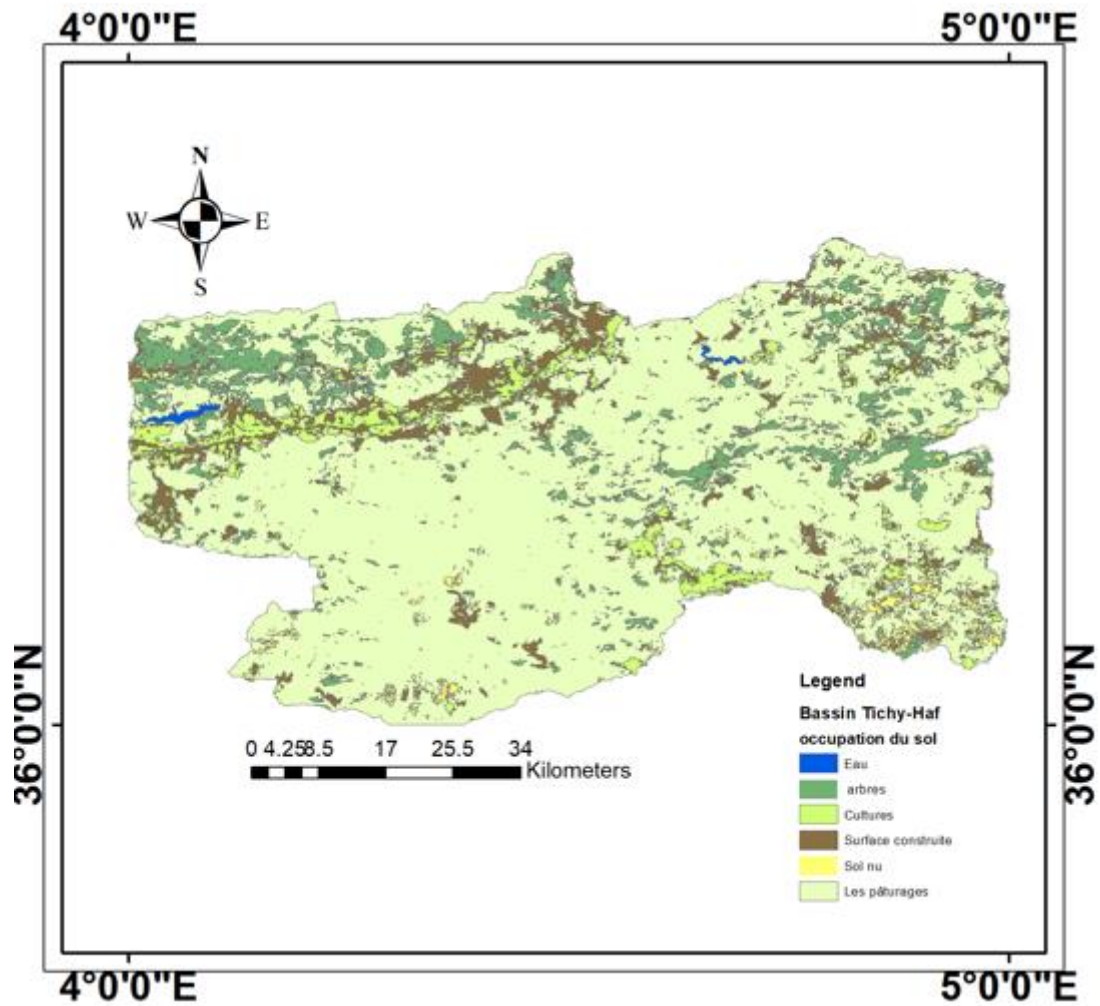


Figure I.3 : Carte simplifiée du couvert végétal des terres
Du bassin du barrage Tichy-Haf.

Conclusion

Ce chapitre abordait en détail le barrage Tichy-Haf, en fournissant des informations géographiques précises sur son emplacement. Il incluait également des indications détaillées sur les différentes voies d'accès au site, facilitant ainsi la compréhension de son contexte géographique et des moyens pour y accéder.

Chapitre II

***ETUDE GEOLOGIQUE ET
GEOTECHNIQUE***

ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE

Introduction

La géologie et la géotechnique d'un barrage joue un rôle essentiel dans sa conception et sa réalisation. Effectivement, ces recherches offrent la possibilité de définir le sol et le sous-sol du site du barrage, d'évaluer sa résistance et sa capacité à supporter les charges engendrées par cette construction. Il est crucial d'avoir une compréhension approfondie de la géologie locale et des caractéristiques géotechniques du sol afin d'assurer la sécurité et la pérennité du barrage. Ce chapitre traite des différentes méthodes et techniques employées pour mener une étude géologique et géotechnique exhaustive d'un site de barrage, ainsi que de l'interprétation des données collectées pour la conception et la réalisation de l'ouvrage.

II.2 Aperçue sur la géologie de l'Algérie septentrional

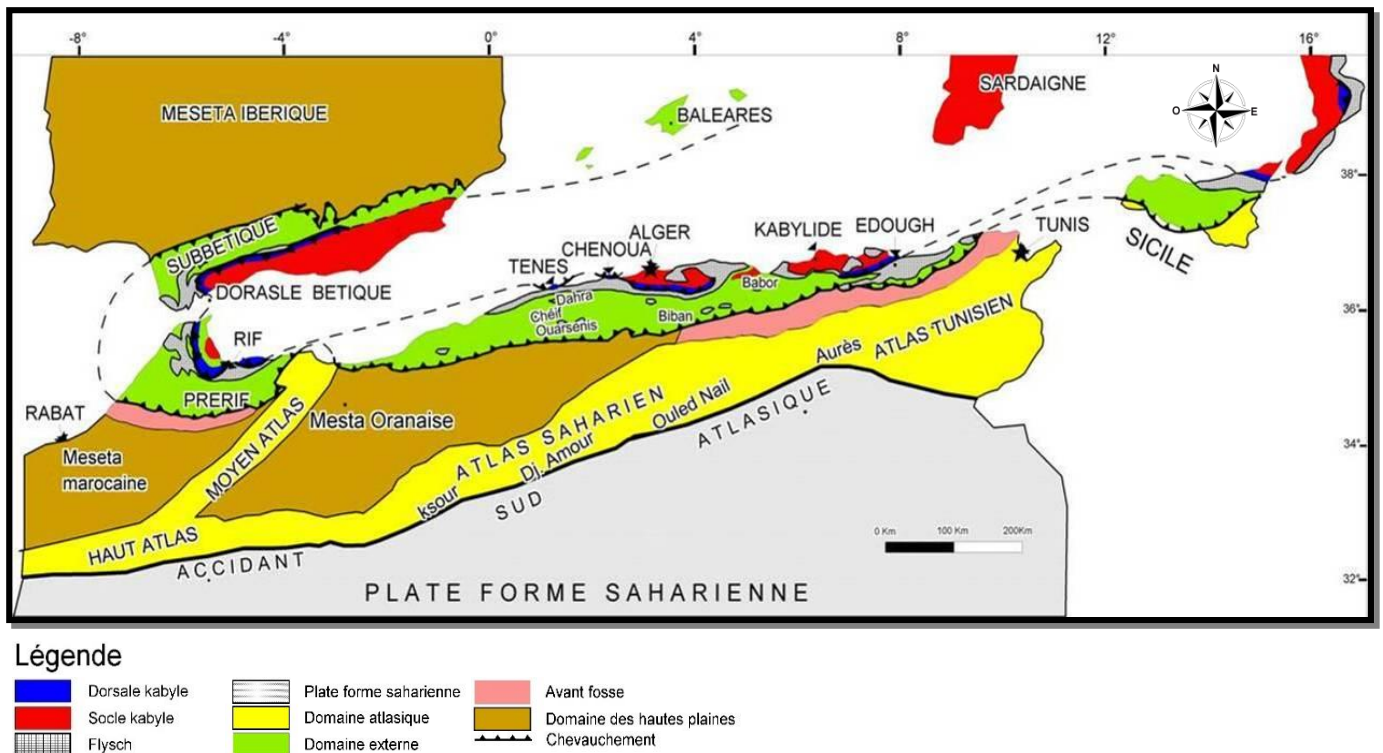


Figure.II.1 Carte géologique de l'Algérie . (Durand Delgua, 1969, 1980).

Les phases de déformation d'âge Méso-Cénozoïque ont eu un impact considérable sur le domaine des Maghrébines, ce qui a conduit à la formation de nappe de glissement.

Les trois grands ensembles structuraux de ce domaine sont les zones internes, les zones externes et les flyschs (Figure.II.1 et Figure.II.2) :

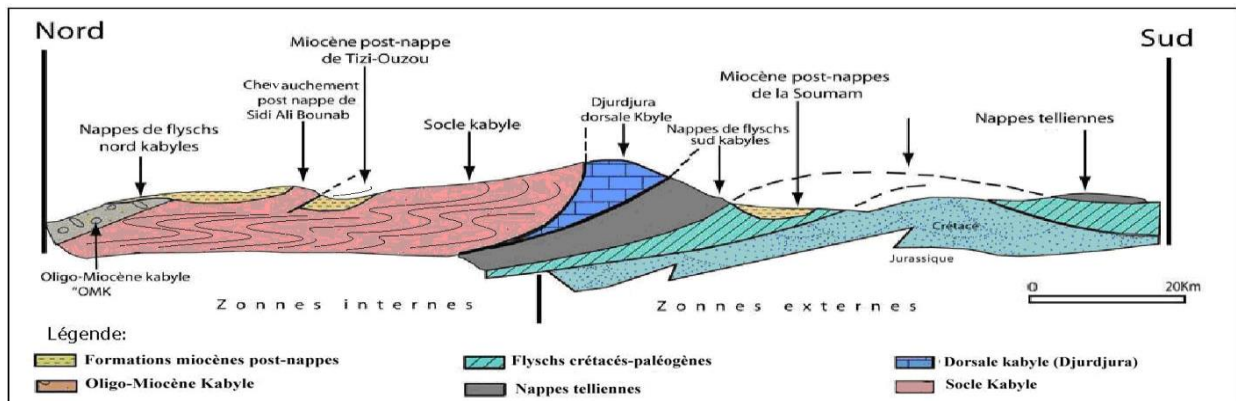


Figure.II.2 : Coupe synthétique et interprétative N-S de la partie centrale du domaine tellien, (Durand Delga et al, 1969 ; modifiée par Aite, 1994).

II.2.1 Les zones internes : (Tell septentrional)

Elles se trouvent en Algérie dans les massifs de Chenoua, d'Alger, de grande et petite Kabylies. Elles sont très complexes en termes de structure et regroupent de bas en haut les ensembles suivants :

➤ Le socle kabyle :

Il est constitué de roches métamorphiques dont l'âge demeure très discutable. Il est constitué de gneiss injecté de granitoïdes et parfois de marbre.

➤ La couverture paléozoïque :

Il se compose de formations pélitiques, gréseuses et de carbonates peu ou pas métamorphisés d'âge Cambrien à Carbonifère.

➤ La Dorsale kabyle :

Il s'agit d'une formation Mésocénozoïque, principalement composée de terrains carbonatés en discordance sur le Paléozoïque, connue sous le nom de "chaîne calcaire" par L.Glangeaud (1932) et de "dorsale kabyle" par Durand Delgua (1967).

II.2.2 La zone des Flyschs

On y trouve des dépôts turbiditiques à matériels silico-clastiques datant du Jurassique Supérieur à l'Aquitainien.

- a) **Le flysch mauritanien :** d'âge Jurassique terminal- Oligocène (Gélard, 1979) définie dans le massif de Chellata.
- b) **le flysch massylien :** d'âge Crétacé (Raoult 1969).
- c) **le flysch numidien :** d'âge Oligocène.

II.2.3 Les zones externes

Elles sont également connues sous le nom de Mésozoïque et Cénozoïque, qui se distinguent par la formation de faciès marno-calcaires du Crétacé à l'Eocène.

La structure tectonique de ces régions est complexe, avec des nappes décollées au-dessus du Trias gypso-argileux. (Gélard 1979)

II.2.4 Les unités allochtones telliennes

- **Les nappes ultra-telliennes :**

Créées par des sédiments de couleur claire, datant du Néocomen à l'Éocène. Elles sont dispersées dans les Babors et sur l'unité de Beni Ourtilane en paquets isolés.

- **Les nappes épi telliennes :**

Certaines de ces nappes pourraient correspondre à la partie sud des Babors. On retrouve dans ces nappes un Trias gypsifère, un Crétacé inférieur marneux et un Crétacé supérieur marneux avec des boules jaunes. L'Éocène est également marneux.

- **Les nappes sud telliennes :**

Elles sont constituées de marnes argileuses du Crétacé, de marnes et de calcaires de l'Éocène et d'un Oligocène marno-gréseux.

II.2.5 Autochtone relatif ou parautochtone tellien

- **Parautochtone des Babors :**

Il est constitué d'une roche gypsifère triasique, d'un Jurassique principalement calcaire et d'un Crétacé marneux au sommet.

- **Parautochtone des Bibans :**

Il constitue un vaste fossé anticlinal au sud-ouest des Babors. Son ensemble est constitué d'un Crétacé inférieur calcaire et détritique de texture néritique, d'un Crétacé supérieur et d'un Éocène marneux décollé et charrié vers le Sud au Miocène.

- **L'avant fossé miocène :**

Il s'agit d'un bassin synorogénique mollassique du Miocène qui reçoit le front des nappes telliennes qui traversent l'avant pays pré-atlasique.

II.3 Les grands ensembles structuraux de la zone d'étude

II.3.1 Le socle et sa couverture mésozoïque

Ils font partie du territoire national des Maghrébines et représentent le massif de grande Kabylie. Il se trouve près du village de Bouhattem dans le massif d'Aghbalou et il comprend des formations métamorphiques et des formations éruptives principalement composées de pegmatite. La couverture tertiaire repose en discordance sur ce socle. Les unités des flyschs recouvrent à leur tour l'ensemble.

II.3.2 Les unités épitelliennes

Dans le secteur d'étude, du Nord au Sud, sont représentées les unités suivantes :

➤ **Unité Brek-Gouraya (ou Aghbalou-Gouraya) :**(Fig.II.4)

Initialement définie par M.Leikine en 1971, puis approfondie par M.Hassissene en 1989, elle est bordée au Nord par l'accident majeur d'Achlouf et au Sud par l'accident d'Agblou. À travers les unités allochtones kabyles (flyschs), cette unité se présente en fenêtre et est composée de formations datant du Jurassique et du Crétacé.

➤ **Unité de Barbacha :**(Fig.II.4)

M.Leikine (1971) définit également cette unité. Dans la région de Barbacha et d'Azrou Kembeta, les séries types avaient été décrites, d'où son nom. Elle possède un matériel datant du Trias au Crétacé et est surmontée au Nord par les unités des flyschs.

➤ **Unité de Bou-Hamza :**(Fig.II.4)

C'est un massif de collines arides du Crétacé inférieur situé sur la rive droite de la vallée de la Soummam. Elle est bordée par l'Adrar Gueldamane au Nord et par les pics calcaires des Azrou Toudart, Azrou N'Ait Saïd et de l'Azrou Sidi Yahia au Sud.

Les couches redressées de calcaires du Jurassique inférieur constituent ces reliefs.

II.3.3 Les unités des flyschs

Elles sont formées de trois nappes de flyschs qui sont :

a) les flyschs massylien :

Ils se rencontrent dans le massif de l'Aghbalou, dans la vallée de l'oued Ghir, entre Sidi-Aïch et Ilmaten et dans la région d'Amizour. Les formations présentes dans les séries sont datées du Crétacé au Paléogène.

c) Le flysch numidien

Il est le plus commun des trois flyschs, s'étendant de la limite Est de la dorsale kabyle à l'Ouest jusqu'au golfe de Béjaïa à l'Est et occupant la position la plus haute dans l'édifice structural, s'étendant sur toutes les unités inférieures. Il est composé de trois termes d'âge Oligocène supérieur à Aquitano-Burdigalien ce flysch.

II.3.4 Les formations post-nappes

Elles sont formées par :

- La discordance des sédiments miocènes sur les unités telliennes et de flyschs. La région de Sidi-Aich est caractérisée par un Miocène marin et la région d'Akbou par un Miocène continental.
- Les épanchements volcaniques sous-marins néogènes d'Amizour et du Sud de la ville de Béjaïa, situés sur la rive droite de la vallée de La Soummam.
- Les formations pliocènes comprenant des argiles marneuses et des brèches.
- Les formations quaternaires comprenant les alluvions de La Soummam, les cônes de déjection de ses principaux affluents, les éboulis et les brèches de pentes consolidées.

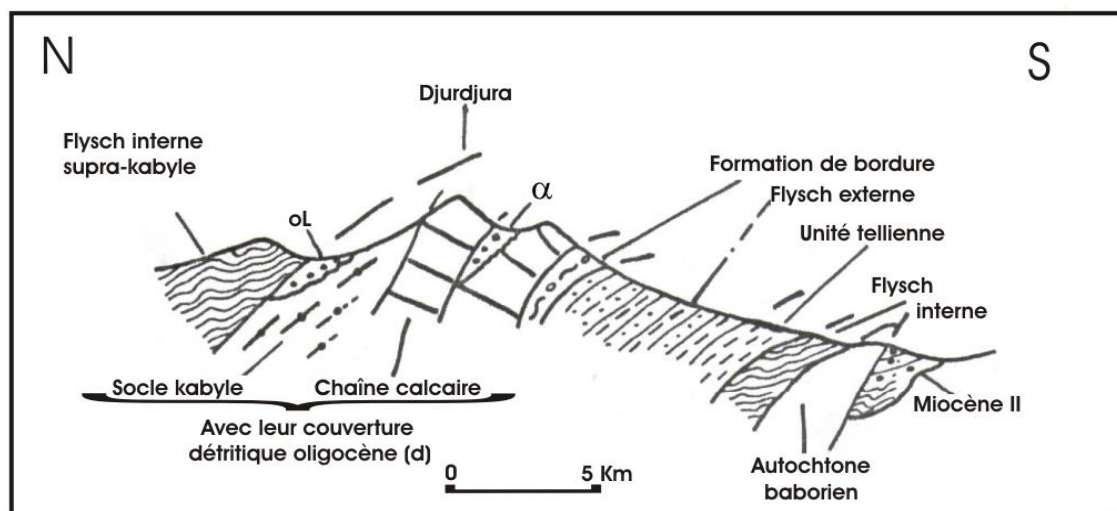


Figure.II.3: Coupe synthétique de l'extrémité orientale du Djurdjura (D'après A. Coutelle 1979).

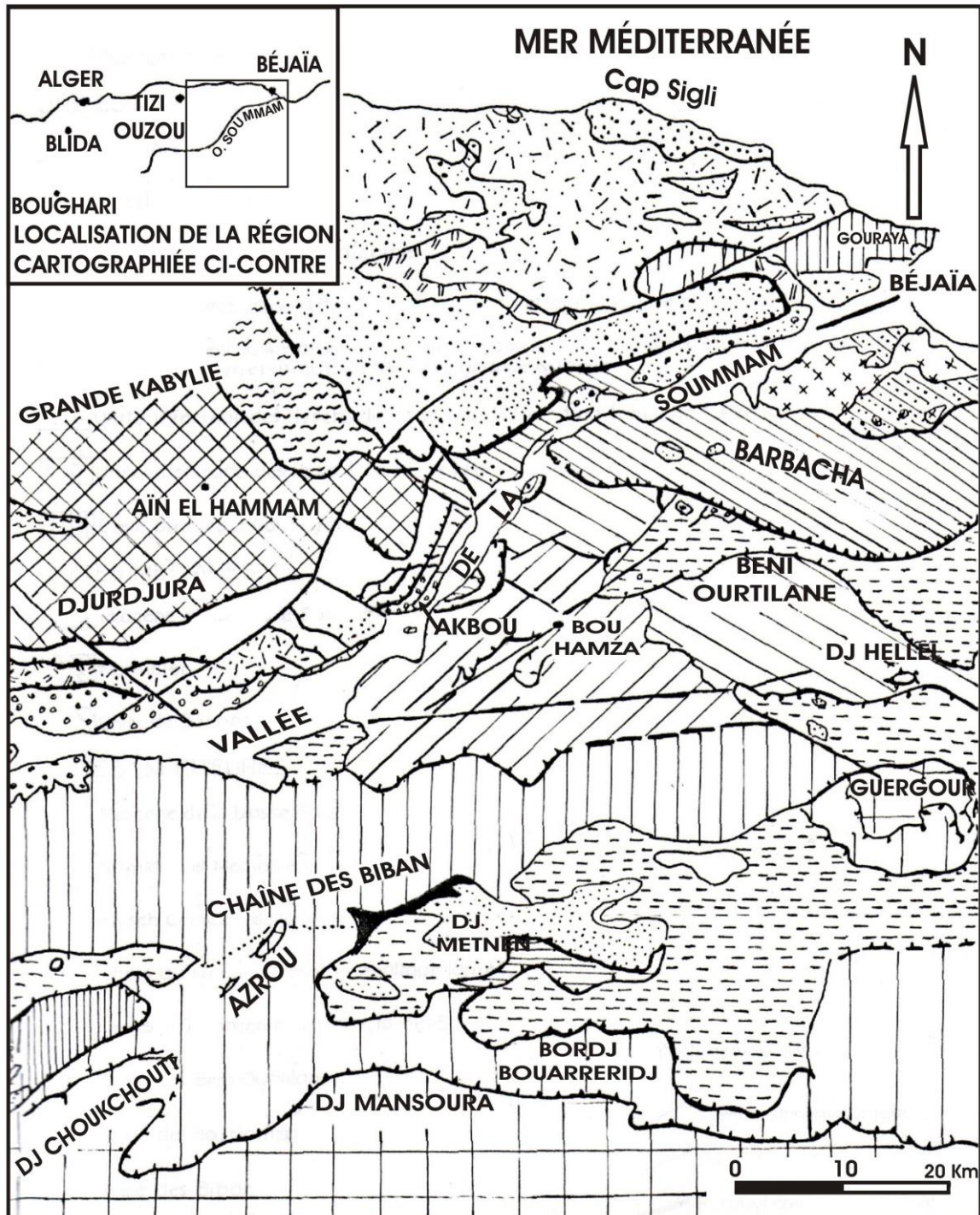


Figure.II.4 :Schéma structural de l'est de la grande Kabylie, des Babors.

II.4 Les séries stratigraphiques du secteur d'étude

La série stratigraphique des formations affleurant en bordure de la vallée, en partant de la plus ancienne à la plus récente, est la suivante :

II.4.1 Le Trias

Il est de faciès gypso-salin et apparaît le long des contacts anormaux (contact des nappes de charriage) dans le Tell méridional et il est représenté par des conglomérats et des grès rougeâtres dans le Tell septentrional.

II.4.2 Le Jurassique

Il affleure essentiellement dans la chaîne calcaire où il est principalement calcaire-dolomitique et on le trouve aussi dans les unités épitelliennes de Breck Gouraya et de Bouhamza, cette dernière fait partie des Babors occidentaux, ce Jurassique comprend les formations suivantes :

- a) Un Lias calcaire et dolomitique à cassure grise ou rouillé (sillon de la vallée de la Soummam).
- b) Un Jurassique moyen formé de marnes et de calcaire à silex.
- c) Le terme de passage du Jurassique au Crétacé (Néocomien) est formé de calcaires marneux et de marne à débit noduleux.

II.4.3 Le Crétacé

On distingue deux faciès, le Crétacé tellien et le Crétacé de type flysch (ou nappé).

II.4.3.1 Le Crétacé tellien

Le Crétacé inférieur comporte deux séries : La première commence par des conglomérats de base à éléments du Jurassique sur lesquels repose une alternance marno-calcaire, la série est du Néocomien. La deuxième est constituée d'un conglomérat contenu dans des pélites noires de l'Albien supérieur quant à lui, il est formé par des microbrèches et des marnes du Companien au sommet.

II.4.3.2 Le Crétacé de type flysch

Il affleure sur le versant qui borde la rive gauche de la vallée et repose sur les séries du Crétacé tellien. Il comporte de la base au sommet les termes suivants :

- 1) Grès pélitique d'âge Aptien-Albien inférieur.
- 2) Les calcaires gréseux en bancs, les quartzites, les microbrèches et les pélites sombres datent du Vraconien-Cénomaniens.
- 3) Niveaux à phtanites noires du Tironien

- 4) Marnes en intercalation avec des calcaires gréseux et quelque niveau de microbrèche, le tout étant du Sénonien.

II.4.3.3 L'Eocène

Il est représenté par une zone schisteuse et argileuse.

II.4.3.4 L'Oligocène

Il présente deux faciès : l'Oligo-Miocène Kabyle (OMK) et le flysch Numidien.

- L'Oligo-Miocène Kabyle : il affleure au niveau des massifs de Chellata et de Bouhatem et il est constitué de conglomérats, de calcaires, et de marnes gréseuses.
- Le flysch numidien : Il affleure largement de part et d'autre de la vallée de la Soummam. Il est constitué d'argiles dites « Argiles sous-Numidien » contenant de rares bancs de quartzites ou de marnes schisteuses de l'Oligocène supérieur, de grès grossiers à intercalations de pélites noires de l'Aquitaniens et au sommet de la série, nous retrouvons des argiles noires à niveaux de silicites de l'Aquitano-Burdigalien.

II.4.3.5 Le Miocène

Le Miocène de la Soummam est post-nappe, il est formé par :

- **Les formations sédimentaires** : dans lesquelles on distingue deux faciès :
 - Un faciès marin comportant des conglomérats de base et des marnes grises.
 - Un faciès continental gréseux se terminant par des niveaux de microbrèches et de microconglomérats en alternance avec des niveaux de marnes gréseuses du Burdigalien.
- **Les formations magmatiques** : on y distingue :
 - Un terme plutonique constitué de quartz monzonites, de granodiorites, de microgranodiorites, de microgranites et des diorites formant de véritables dômes dans leur encaissant numidien autour desquels s'observent des auréoles métamorphiques.
 - Un terme volcanique constitué de tufs andésitiques stratifiés, d'andésites et de rhyolites.

II.4.3.6 Le Pliocène

Il est argilo-marneux en bordure de la vallée et brèchiques au pied du Djebel Gouraya.

II.4.3.7 Le Quaternaire

Le Quaternaire est constitué des formations suivantes :

- Les alluvions anciennes, actuelles, récentes et marécageuses couvrant les lits d'Oueds et les cônes de déjection de ses affluents, ces alluvions et les cônes de déjection sont constitués de limons, argiles gravelo-caillouteuses...
- Les éboulis et brèches de pentes consolidées.

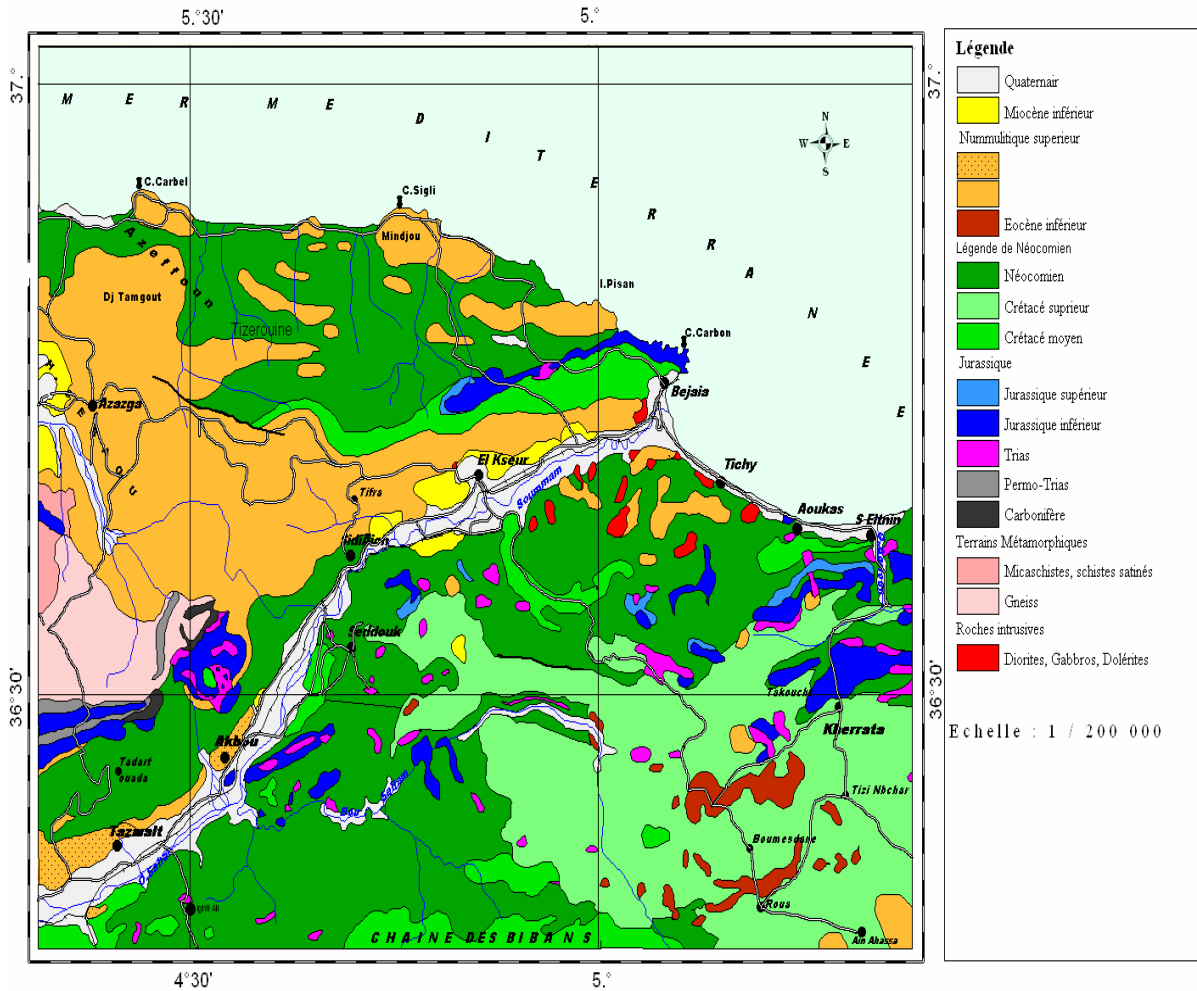


Figure.II.5: Carte géologique de la région d'étude.

II.4.4 La Tectonique

La région de la vallée de La Soummam a connu une histoire tectonique très complexe, durant laquelle se sont succédées plusieurs phases, mais nous ne présenterons ici que les traits majeurs de cette histoire.

II.4.4.1 Tectonique anté-nappes : (allant du Jurassique au Crétacé)

Durant cette période, allant du Jurassique au Crétacé, on note une paléogéographie marquée par :

- Un bassin interne où se déposèrent les formations qui ont donné les flyschs internes.
- Un haut fond (le haut fond kabyle) qui a accueilli les matériaux ayant formé la chaîne calcaire.
- Un bassin externe où se constituèrent les formations du sillon tellien.

Cette période est caractérisée par une tectonique cassante distensive.

II.4.4.2 Tectonique tangentielle : (au Miocène inférieur)

Au Miocène inférieur se succèdent les phases suivantes :

- le soubassement jurassique dur des Babors d'Akbou se déplace vers le Sud.
- la nappe senonienne d'Arbala-Seddouk vient chevaucher le Crétacé supérieur.
- le soubassement jurassique se déplace vers le SE (Adrar Gueldemane) et vers le Sud (Timezrit). La nappe d'Arbala-Seddouk se trouve ainsi en partie engagée sous l'axe chevauchant de Timezrit.
- Le Jurassique, le Crétacé et la nappe senonienne, ont été le siège d'une érosion intense qui les nivelle.
- Venant du Nord, les différentes nappes se mettent en place les unes après les autres.

II.4.4.3 Tectonique post-nappes : (après le dépôt du Miocène post-nappes)

Après le dépôt du Miocène post-nappes, l'ensemble de l'édifice précédemment construit est réajusté et on assiste à la formation de failles verticales, de décrochements et parfois de remises en mouvement de nappes.

II.5 Séismicité

En fonction de l'intensité séismique, l'Algérie est décomposée en quatre zones sismiques :

- zone 0 : séismicité négligeable
- zone 1 : faible séismicité.
- zone 2 : moyenne séismicité.
- zone 3 : forte séismicité.

Les degrés de sécurité accordés aux ouvrages dépendent de leurs importances pour la communauté, trois groupes d'usage sont définis (source : règles parasismiques algérienne R.P.A 88).

Les coefficients d'accélération sont donnés par le tableau ci-dessous :

Tableau II.1 : accélération sismique par zone

Groupe	ZONES		
	I	II	III
1	0,12	0,25	0,35
2	0,08	0,15	0,25
3	0,05	0,10	0,15

Source : Plan National de Prévention et de Gestion des Risques Sismiques (PNGRS), Ministère de l'Habitat et de l'Urbanisme, Algérie.

Notre bassin se situe au groupe 3 et zone 3 donc le coefficient d'accélération adopté pour notre ouvrage correspond à 0.15.

II.6 Etude de fondation

Reconnaisances :

Les axes ont été choisis sur le plan, aux emplacements, aux jugements favorables, et d'un point de vue topographique.

En raison de contacts inhabituels dans la cuvette et d'anciens glissements de terrain observés dans la rive droite, nos recherches sur le terrain nous ont permis d'éliminer le site n° 1.

- **Sondages :** Cinq sondages ont été réalisés le long de l'axe N° 2, totalisant 15 mètres de carottes, dans le but de déterminer l'épaisseur des alluvions, les terrains de couverture et le type de fondation.
- Le sondage N° 1, situé sur la rive droite et atteignant une profondeur de 20 mètres, a traversé des argiles beiges avec des galets de grès entre 0,00 et 9,00 mètres, reposant sur de la marne grise compacte, parfois fracturée. De plus, des mètres cubes de calcaires dolomitiques et ferrugineux bruns non tectonisés ont été identifiés à différentes profondeurs dans ce sondage.
- Le sondage N° 2, également situé sur la rive droite, a recoupé les mêmes formations que le sondage N° 1, mais à des profondeurs différentes.
- Au niveau du lit de l'oued, le sondage N° 3 a traversé une épaisseur de 5,00 mètres de tout-venant, constitué de galets, graviers, sables et cailloux, reposant sur de la marne grise à gris noir compacte, parfois fracturée à certains endroits.
- Le sondage N° 4, en rive gauche, a traversé sur 8,00 mètres des argiles de recouvrement reposant sur des marnes semblables à celles observées dans les sondages précédents.

- Le sondage N° 5, en rive gauche, a recoupé sur 20,00 mètres des marnes grises altérées en surface, devenant plus ou moins compactes en profondeur.

En résumé, les formations géologiques mises en évidence par les sondages carottés sont les suivantes :

- **Premier sondage (rive droite) :**

De 0,00 m à 8,80 m : Présence d'un amas d'éboulis.

De 0,00 à 7,00 m : Présence d'un bassin gris verdâtre, de couleur ardoise, tendre avec des débris végétaux près de la surface, près du caillou. Dans cette section, des calcaires dolomitiques et ferrugineux bruns non tectonisés ont été identifiés à une profondeur de 6,00 m à 7,00 m.

De 7,00 m à 8,80 m : Présence de canyons et de blocs hétérogènes en termes de nature et de dimension.

Présence d'une argile carbonatée noirâtre et nodulaire, allant de 8,80 m à 20,00 m. Elle est indurée, légèrement inclinée, et récupérée dans les débris, avec des fissures ouvertes contenant des cristaux de carbonate de calcium.

- **Deuxième sondage (rive droite) :**

De 0,00 m à 16,00 m : Présence d'une pente formée d'éboulis.

De 0,00 m à 8,80 m : Présence de blocs hétérogènes et de canyons, enfermés dans une argile marronne qui devient verte, avec des débris végétaux localisés.

De 8,80 m à 13,00 m : Présence d'une falaise limoneuse grise, avec des mouchetures rouillées.

De 13,00 m à 16,00 m : Présence de cailloux hétérogènes enrobés de marne grise, parfois verdâtre, avec des mouchetures rouillées.

De 16,00 m à 20 m : Présence de nodules de carbonate noir, présentant une apparence gravement fracturée qui s'aggrave au toucher et dans les intervalles. Les fissures sont souvent ouvertes, oblongues et remplies de calcite.

- **Troisième sondage (éclairé de l'oued)** Le sondage montre que :

De 0,00 m à 4,00 m : Présence d'indices de l'oued, avec des galets centimétriques aplatis en surface et des gros galets calcaires arrondis sillonnés par des veines de calcite.

De 4,00 m à 40,00 m : Présence d'une argile carbonatée bleu grisâtre feuilletée enrobant, composée de plaquettes de calcaire fin disposées en groupes d'environ 18 000, 20 000, 30 000 et 36 000 mètres.

- **Quatrième Sondage (rive gauche) :**

De moins 0,00 m : Présence d'une argile limoneuse, plus ou moins sableuse, de couleur verdâtre.

De moins 8,00 m : Présence d'une argile carbonatée feuilletée grisâtre, avec des fissures bleuâtres subverticales colmatées par des veines de calcite.

- **Cinquième sondage (rive gauche) :**

De 0,00 m à 20,00 m : Présence d'une argile carbonatée noirâtre et nodulaire, altérée au sommet jusqu'à 2,0 mètres de profondeur, devenant indurée et fracturée, récupérée en débris. Entre 8,50 m et 12,00 m, présence d'une grande fracture ouverte recristallisée. À 13,50 mètres, une forte sédimentation de calcite est notable.

- **« In- Situ » :**

Selon le type d'entraînements utilisés et leur cohérence, des tests LEFRANC ou LUGEON ont été réalisés dans les sondages carottés. Les résultats obtenus à tous les tests effectués sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.2 : Résultats des sondages sur le site de barrage.

Sondage	Profondeur (m)	Type d'essais	Perméabilité k (cm/s)
S ₁	1,00-5,00	LEFRANC	-IMPERMEABLE
	5,00-9,00	LEFRANC	-IMPERMEABLE
	9,00-15,00	LUGEON	-CONTOURNEMENT DU PACKER A 2,0 BARS
	15,00-20,00	LUGEON	-CONTOURNEMENT DU PACKER A 2,0 BARS
S ₂	1,00-5,00	LEFRANC	-IMPERMEABLE
	5,00-10,00	LEFRANC	5, 60. 10 ⁻⁵
	10,00-15,00	LEFRANC	5, 60. 10 ⁻⁵
	16,00-21,00	LUGEON	-IMPERMEABLE
	21,00-25,00	LUGEON	-CONTOURNEMENT DU PACKER A 2,0 BARS
	25,00-27,00	LUGEON	3,43.10 ⁻³

	27,00-31,50	LUGEON	-CONTOURNEMENT DU PACKER A 2,0 BARS
S ₃	1,00-5,00	LEFRANC	6.19 .10 ⁻⁵
	5,00-10,00	LEFRANC	1.80 .10 ⁻⁵
	10,00-15,00	LUGEON	-CONTOURNEMENT DU PACKER A 2,0 BARS
	15,00-20,00	LUGEON	-CONTOURNEMENT DU PACKER A 2,0 BARS
	25,00-29,00	LUGEON	-CONTOURNEMENT DU PACKER A 6,0 BARS
	30,00-35,00	LUGEON	-CONTOURNEMENT DU PACKER A 3,0 BARS
	35,00-40,00	LUGEON	-CONTOURNEMENT DU PACKER A 3,0 BARS
S ₄	1,00-5,00	LEFRANC	5.08×10 ⁻⁵
	5,00-10,00	LEFRANC	8.97×10 ⁻⁶
	10,00-15,00	LEFRANC	7.17×10 ⁻⁶
	15,00-20,00	LUGEON	

	20,00-25,00	LUGEON	-INEXPLOITABLE
	25,00-30,00	LUGEON	-INEXPLOITABLE
	30,00-35,00	LUGEON	-CONTOURNEMENT DU PACKER A 6,0 BARS
	30,00-35,00	LUGEON	-CONTOURNEMENT DU PACKER A 2,0 BARS
			-CONTOURNEMENT DU PACKER A 6,0 BARS
S ₅	5,00-10,00	LUGEON	-INEXPLOITABLE
	11,00-16,00	LUGEON	REMONTEE DE L'EAU EN SURFACE A 3 BARS
	16,00-20,00	LUGEON	REMONTEE DE L'EAU EN SURFACE SOUS DEUX (2) BARS

Remarque : La délimitation du packer à une pression X implique que l'eau injectée sous cette pression est bloquée, par conséquent, le niveau d'essai est pratiquement imperméable et l'eau cherche un chemin préférentiel pour remonter à la surface. Les formations actuelles se situent quelque part entre des matériaux meubles et rocheux. Bien que l'essai prévu ne

soit pas encore ajusté, nos observations indiquent que les essais effectués démontrent toujours une imperméabilité.

II.6.1 Conséquences et influences des conditions géologiques et géotechniques sur le barrage

- **Étanchéité de l'axe et de la cuvette :**

Les conditions géologiques et géotechniques jouent un rôle crucial dans la sécurité et l'efficacité des barrages. L'étanchéité de l'axe et du réservoir est essentielle pour prévenir les risques de rupture. Les travaux de prospection, comprenant des sondages et des essais de perméabilité menés par Lefranc, ont permis de déterminer la profondeur du substrat imperméable et d'évaluer le potentiel de fuite. Les essais Lefranc sur des argiles jusqu'à 15 mètres de profondeur ont montré des perméabilités de l'ordre de 10^{-5} cm/s, tandis que les tests de Lugeons en profondeur ont révélé des valeurs de perméabilité allant de 10^{-7} à 10^{-9} cm/s à plus de 15 mètres.

Stabilité des appuis du barrage et de la cuvette :

Quant à la probabilité d'inondation des bassins avoisinants, elle décroît, suggérant que des améliorations supplémentaires ne sont pas recommandées. En ce qui concerne la stabilité des appuis du barrage et de la cuvette, la présence de débris rocheux le long des pentes descendant vers la rive gauche est observée, nécessitant la mise en place d'un drainage pour prévenir les phénomènes de reptation. Les mouvements de masse entraînant des paquets de terrain sont également visibles dans la cuvette, principalement localisée sur la rive gauche. Il est essentiel de noter que les formations géologiques comprennent souvent des matériaux alternés, tels que des pétales d'éboulis et un mélange argileux.

II.7 Etude Géotechnique

II.7.1 Introduction

Au cours des investigations géologiques menées dans le cadre de la campagne d'essais de reconnaissance sur le site de Tichy-Haf, une étude approfondie a été réalisée afin d'évaluer les possibilités d'utilisation des matériaux meubles et rocheux pour la construction des ouvrages de retenue, comprenant un barrage principal et une digue de col.

Concernant la digue de col, le début envisagé une solution en matériaux meubles avec un masque amont imperméable. Une alternative avec un noyau argileux a été initialement considérée mais écartée en raison de contraintes d'espace, la mise en œuvre d'une telle solution étant jugée trop encombrante pour la largeur de la dorsale.

Pour ce qui est du barrage principal, le choix entre un barrage-voûte en béton et un barrage en remblai compacté dépendra des conclusions des études géologiques ainsi que de la disponibilité et de la qualité des matériaux nécessaires, tout en tenant compte de la distance des zones d'extraction.

Concernant la construction de la digue de col, il est envisageable de tirer profit des alluvions récentes en quantités suffisantes provenant de l'Oued BouSellam, situé à proximité du site. De plus, la formation carbonique de la gorge de Tichy-Haf offre plusieurs possibilités d'exploitation pour les agrégats nécessaires au béton.

Cependant, l'exploitation de formations rocheuses en quantité et qualité adéquates pour la construction d'un barrage en remblai compacté nécessiterait des distances plus importantes, allant de 10 à 20 kilomètres en aval du site.

Au cours de la campagne de reconnaissance, des puits ont été excavés à la pelle mécanique (P 1 à P 4) dans le lit majeur de l'oued, en amont du site, et ont été complétés par un échantillonnage. Le même faciès a été échantillonné en aval de la gorge (E1 à E 3). De plus, des échantillons ont été prélevés dans les alluvions anciennes de la terrasse inférieure, ainsi que dans des limons sableux colluviaux en différents endroits en amont et en aval du site.

Les emplacements d'échantillonnage sont identifiés par les coordonnées suivantes :

- P1, P2, P3 et P4 : 349 350 / 675 250
- E1, E2 et E3 : 349 200 / 674 800
- E4 et 1 : 348 775 / 648 250
- E5 : 349 150 / 648 275
- E6 et 11 : 349 800 / 646 200

Les échantillons ont ensuite été soumis à des tests au laboratoire géotechnique de la Direction des Infrastructures et de la Maintenance des Travaux du chantier de Hamiz-Keddara (pour les échantillons P et E) ainsi qu'à la Direction des Etudes et de la Formation en Génie Civil de l'Ecole Nationale des Travaux Publics de l'Etat de Hussein Dey (pour les échantillons).

- **Le programme d'essais comprenait :**

Des essais de classification, incluant la granulométrie et les limites de consistance.

La détermination du poids spécifique et de la densité pour caractériser les propriétés de comptage.

En vue d'une variante de digue avec noyau argileux, la détermination des paramètres œdométriques et de la résistance au cisaillement pour les échantillons argilo-limoneux E4, E6, et 11.

Concernant les matériaux rocheux, de nombreux tests de compression simple ont été effectués sur des carottes de forage.

Au cours de la première semaine, des échantillons de calcaire ont été prélevés dans les zones d'emprunt et ont été acheminés au laboratoire de la Direction Générale des Infrastructures Hydrauliques pour des essais sur des éprouvettes de béton.

II.7.2 Géotechnique des matériaux de construction

- **Sols :**

Les résultats des essais en laboratoire ont été résumés, inclus dans le document. De plus, les annexes comprennent les graphiques représentant les courbes granulométriques, A.A.S.H.O, de compressibilité, de consolidation et de résistance au cisaillement des échantillons testés.

- **Alluvions actuelles et récentes :**

Les lits mineurs et majeurs de l'Oued Bou Sellam se composent de sédiments hétérogènes et stratifiés, caractérisés par des horizons sableux intercalés de horizons caillouteux. En amont du site, prédomine un faciès principalement sableux, tandis qu'en aval, les matériaux sont généralement plus grossiers. L'épaisseur des alluvions dans la gorge de Tichy-Haf atteint environ 14 mètres.

Sur le plan pétrographique, les éléments grossiers sont principalement constitués de calcaires et de dolomites ; cependant, nous estimons qu'environ 20% des composants sont des marnes altérées.

Les courbes granulométriques des échantillons ont été représentées dans les graphiques (P1 à P4, en amont du site) et (E1 à E3, en aval de la gorge). La granulométrie des échantillons P1 à P4 est représentative du faciès alluvionnaire dans son ensemble, tandis que celle des échantillons E1 à E3 est plutôt caractéristique des horizons caillouteux, qui se trouvent régulièrement intercalés avec des bancs de sable d'une épaisseur variant de 0,5 à 1 mètre.

La classification U.S.C.S. des échantillons révèle la présence des types GW (sable bien gradué), GP (sable mal gradué), GM-ML (sable limoneux) et SM-ML (limon sableux).

Les caractéristiques géo mécaniques des alluvions actuelles et récentes sont les suivantes :

Poids spécifique moyen $\gamma_s = 2.68 \pm 0.03 \text{ t/m}^3$

- **Caractéristique AASHO Std. :**

$\gamma_{opt} = 2.14 \pm 0.16 \text{ t/m}^3$

$\omega_{opt} = 7.6 \pm 3.95 \%$

L'angle de frottement, calculé sur la base de la granulométrie varie entre 35 et 40°.

La quantité disponible à proximité immédiate du barrage peut être estimée, sur la base de ce qui précède, à environ 400'000 m³.

- **Alluvions anciennes :**

Il s'agit de sédiments hétérogènes, à la fois limoneux et caillouteux, présentant des teintes rubéfiées, qui forment la terrasse inférieure située directement en amont du site, sur la rive gauche de l'Oued BouSellam, avec une épaisseur d'environ une dizaine de mètres. Ces alluvions constituent la partie supérieure des terrains de fondation de la digue de col et, par conséquent, leur exploitation est limitée en raison de leur quantité relativement réduite. Les matériaux de construction les plus importants, provenant de dépôts similaires, se trouvent principalement loin du site du barrage, dans la zone de Tensaout.

Comparativement aux alluvions récentes, ces sédiments présentent généralement une plus grande hétérogénéité et une teneur en argile plus élevée, ce qui se traduit par des caractéristiques géotechniques moins favorables. Cette différence est notable en comparant les courbes granulométriques des lithotypes les plus grossiers. L'angle de frottement, calculé à partir de la granulométrie des échantillons E5, varie entre 33 et 35 degrés.

- **Sols colluviaux :**

Il s'agit de sédiments rubéfiés, comprenant du limon sableux et argileux avec des débris, qui constituent la couche de couverture des pentes naturelles. Les gisements les plus répandus et les plus proches du site du barrage se trouvent le long de la piste menant à Sidi Yahia, à environ 4 kilomètres en aval du site. Des affleurements plus limités sont également présents près du site du barrage, en amont de la gorge de Tichy-Haf. Ces dépôts ont rarement une épaisseur supérieure à deux mètres et contiennent donc des substances organiques.

Les échantillons E4 et E1 proviennent d'un petit affleurement situé en amont du site, tandis que les échantillons E6 et E11 ont été prélevés le long de la piste menant à Sidi Yahia.

Les caractéristiques granulométriques des échantillons E4 et E6 sont très distinctes, illustrant la grande hétérogénéité du faciès : le premier est composé de sable limoneux de type SM-ML, tandis que le deuxième est un limon argileux de type CL présentant une activité colloïdale d'environ 2, attribuable à la présence de matières organiques.

Poids spécifique : $\gamma_s = 2.73 \text{ à } 2.74 \text{ t/m}^3$

- **Caractéristique AASHO sdt :**

Ech 4 : $\gamma_d \text{ opt} = 1.93 + 0.02 \text{ t/m}^3$

$\omega_{\text{opt}} = 12.4 + 0.14 \%$

Ech 6 : $\gamma = 1.76 + 0.02 \text{ t/m}^3$

$\omega_{\text{opt}} = 17.0 + 0.7 \%$

Les résistances au ont été à cisaillement la boîte de Casagrande des échantillons I et II compactés ont été déterminées en conditions UU : les résultats sont les suivants :

Ech I: pour $\gamma_d = 1.00 \gamma_d \text{ opt.}$ $C = 1.7 \text{ kg/cm}^2$ $\varphi = 14^\circ$

Ech. II: pour $\gamma_d = 0.98 \gamma_d \text{ opt.}$ $C = 1.4 \text{ kg/cm}^2$ $\varphi = 14^\circ$

- **Matériaux rocheux**

Le massif carbonatique de la gorge de Tichy-Haf est décrit en détail dans le rapport géologique, auquel il est recommandé de se référer pour obtenir des informations précises. Ce massif est principalement composé d'un faciès calcaire marneux et d'un faciès calcaire dolomitique ferrugineux, parfois minéralisé localement.

Comme granulats pour suivants:

- Dolomie saccharoïde : $\sigma_c = 584 \pm 302 \text{ kg/cm}^2$
- Dolomie cristalline : $\sigma_c = 501 \pm 204$
- Calcaires dolomitiques veinés : $\sigma_c = 365 \pm 182$
- Dolomie à calcaires dolomitiques veinés : $\sigma_c = 365 \pm 94$
- Calcaires ferrugineux : $\sigma_c = 324 \pm 145$

Il convient de noter que les moyennes effectives des résistances sont probablement plus élevées, étant donné que les carottes d'essai ont été généralement sélectionnées parmi les types de roches moins massifs. Des essais sur éprouvettes de béton utilisant des granulats

prélevées dans les dépôts situés en aval de la gorge de Tichy-Haf, où les caractéristiques granulométriques sont généralement plus favorables qu'en amont.

- **Sols colluviaux :**

les limons argileux ne constituent pas un matériau idéal pour former un noyau argileux. L'échantillon E6 présente une certaine sensibilité, probablement due à la présence de substances organiques. D'une part, l'échantillon E6 n'est pas représentatif du faciès par rapport à l'échantillon E4 (il aurait fallu tester plusieurs échantillons pour mieux définir le lithotype). D'autre part, le gisement se trouve à environ 4 km du site et son exploitation demanderait une excavation sur une grande surface, car les épaisseurs sont limitées à quelques mètres.

Pour le calcul des tassements et des temps de stabilité, nous proposons les paramètres suivants :

$$\gamma = 2.0 - 2.1 \text{ t/m}^3$$

$$CC = 0.085$$

$$E_o = 112 \text{ kg/cm}^2$$

$$k = 4.4 \times 10^{-9} \text{ cm/sec}$$

$$C_v = 5.0 \times 10^{-9} \text{ cm}^2/\text{sec}$$

$$C = 1.8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\varphi = 14^\circ$$

AASHO optimum à l'énergie de 0.6 MNm/m³

Les caractéristiques sont :

$$\gamma_d = 1.76 \pm 0.02 \text{ t/m}^3 \text{ et } \omega_{n \text{ opt}} = 17.0 \pm 0.7\%$$

- **Calcaires**

Pour le béton, le projet prévoit environ 100 000 mètres cubes de granulats, tandis que les zones d'emprunt envisagées offrent des quantités exploitables de l'ordre de 500 000 mètres cubes et plus. La délimitation précise de la zone d'emprunt devra être établie après un échantillonnage représentatif des lithotypes affleurant. Des essais sur le béton, fabriqué avec des échantillons prélevés dans les zones d'emprunt, les résultats seront consignés dans un rapport distinct. L'exploitation devra éviter les zones les plus tectonisées, où la roche est fortement altérée. De plus, le processus de concassage devra être suivi d'un lavage adéquat. Avec une granulométrie prescrite, les granulats peuvent également être utilisés comme matériau pour les filtres d'un barrage ou pour des ouvrages de soutènement. Cependant, pour un barrage en enrochements nécessitant un volume d'enrochement de plus d'1 million de

mètres cubes, la zone de la gorge de Tichy-Haf ne fournit pas de matériaux en quantité et qualité suffisantes.

Conclusion :

Les travaux de reconnaissance et les analyses effectuées nous permettent d'affirmer que toutes les conditions géologiques et géotechniques sont réunies pour la construction d'un barrage, incluant un évacuateur de crues, sur le site de Tichy-Haf, situé dans la wilaya de Béjaïa. Les études approfondies ont révélé des caractéristiques favorables qui assurent la stabilité et la viabilité de ce projet de barrage, capable de résister au poids de la structure. Ces conditions optimales sont essentielles pour garantir la sécurité et l'efficacité de l'infrastructure, répondant ainsi aux besoins en eau de la région tout en soutenant le développement local.

Les études géotechniques ont permis de déterminer plusieurs aspects essentiels :

1. Nature des Sols et des Roches : Les sols et les roches de la zone présentent des propriétés mécaniques et géotechniques adéquates. L'angle de frottement du sol (ϕ) est de 38° , le coefficient de cohésion (C) est de 1.8 kg/cm^2 , et le poids spécifique (γ_d) est de $1.76 \pm 0.02 \text{ t/m}^3$. Ces propriétés assurent une bonne capacité portante et une faible compressibilité, cruciales pour la stabilité de la structure du barrage et de son évacuateur de crues.
2. Topographie et Morphologie : La topographie et la morphologie du site sont compatibles avec les exigences de la construction d'un barrage et de son évacuateur de crues, permettant une implantation optimale de la structure et des équipements annexes.
3. Séismes et Risques Naturels : La zone a été étudiée pour évaluer les risques sismiques et autres risques naturels. Les résultats indiquent que le site peut être conçu pour résister aux éventuels séismes, minimisant ainsi les risques pour la structure.
4. Teneur en Eau : La teneur en eau optimale ($\omega_{n \text{ opt}}$) des sols est de $17.0 \pm 0.7 \%$, ce qui est favorable pour le compactage des matériaux et la stabilité de la structure.
5. Impact Environnemental : Des études environnementales ont été réalisées pour s'assurer que la construction et l'exploitation du barrage auront un impact minimal sur l'écosystème local, en prenant des mesures de mitigation appropriées.

L'ensemble de ces conditions permet de confirmer la faisabilité du projet de barrage de Tichy-Haf, incluant un évacuateur de crues, en garantissant non seulement la sécurité et la durabilité de l'ouvrage, mais aussi en répondant aux besoins en eau de la région, soutenant ainsi le développement économique et social de la wilaya de Béjaïa.

Chapitre III
ETUDE HYDROLOGIQUE

CHAPITRE III : ETUDE HYDROLOGIQUE

Introduction

L'hydrologie joue un rôle vital dans les domaines de l'ingénierie et des sciences environnementales, car elle permet de comprendre les processus d'écoulement de l'eau dans divers environnements, tels que les bassins versants, les zones industrielles et les zones urbaines. Elle est essentielle pour concevoir et dimensionner les infrastructures hydrauliques nécessaires à la gestion des ressources en eau. Ce chapitre présente une étude hydrologique, incluant la description du site, la présentation de diverses données hydrologiques pour comprendre l'hydrologie de l'environnement étudié, ainsi que l'analyse de l'évapotranspiration, un élément clé dans les bilans hydrologiques et l'évaluation des ressources en eau.

III.1 Description du site

Le bassin versant de la Soummam, classé parmi les 17 grands bassins hydrologiques de l'Algérie, est situé au Nord-Est du pays, entre $3,60^\circ$ et $5,55^\circ$ de longitude et entre $35,75^\circ$ et $36,75^\circ$ de latitude. Avec une superficie de 9125 km^2 , ce bassin présente une forme irrégulière, s'étendant du contrefort des monts Hodna au Sud jusqu'à la mer Méditerranée au Nord, englobant le massif de Djurdjura et les chaînes côtières de Bejaia. À l'Ouest, il est délimité par le plateau de Bouira, et à l'Est par les chaînes des Babors et le plateau de Sétif, formant ainsi une cuvette se jetant dans le golfe de Bejaia. Cette région se distingue par des contrastes physiques marqués, allant d'un secteur plat et dénudé à un secteur montagneux verdoyant, et d'un domaine semi-aride à un domaine sub-humide méditerranéen.

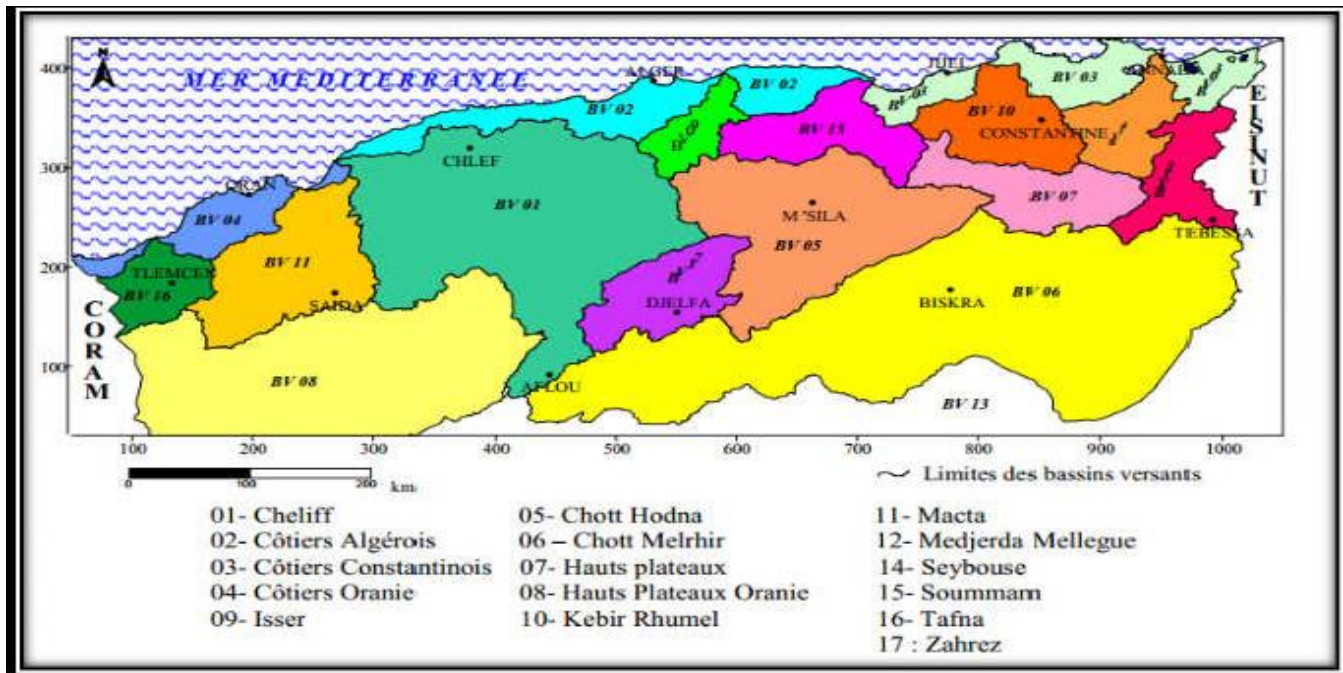


Figure III.1 : Répartition des bassins versant de l’Algérie.

Tableau III.1 : Bassins hydrologiques en Algérie.

N° du bassin	Nom du bassin	N° du bassin	Nom du bassin
1	Cheliff	10	Kebir Rhumel
2	Côtiers algérois	11	Macta
3	Côtiers constantinois	12	Medjerdah
4	Côtiers oranais	13	Sahara
5	Chott Hodna	14	Seybouse
6	Chott melghir	15	Soummam
7	H plaines constantinoises	16	Tafna
8	H plaines oranaises	17	Zahrez
9	Isser		

III.2 Localisation et étendue de la zone d'étude

Le bassin étudié est situé dans le nord de l'Algérie, entre les parallèles 36°0' et 36°30' Nord, Et les méridiens 4°30' et 5°10' Est (Figure 3.1). L'oued Bou Sellam est le cours d'eau qui draine Le bassin, partant du versant nord des Monts du Hodna jusqu'au réservoir du barrage Tichy-Haf. En aval de ce barrage, les eaux du réservoir rejoignent la Méditerranée près de la ville de Bejaia.

III.3 Caractéristiques physiques du bassin versant

Le bassin versant, au niveau d'une section de mesure, est défini comme l'ensemble des surfaces topographiques drainées par le cours d'eau principal et ses affluents situés en amont de cette section. Tous les écoulements générés à l'intérieur de cette zone passent par cette section de mesure avant de continuer leur chemin en aval. Chaque bassin versant est délimité par une ligne de partage des eaux, identifiable sur une carte topographique et un modèle numérique de terrain (MNT). En partant de l'exutoire, cette délimitation est réalisée à l'aide du logiciel ARC GIS. Divers paramètres du bassin versant, tels que la forme, l'altitude, la pente et le relief, influencent les différents écoulements.

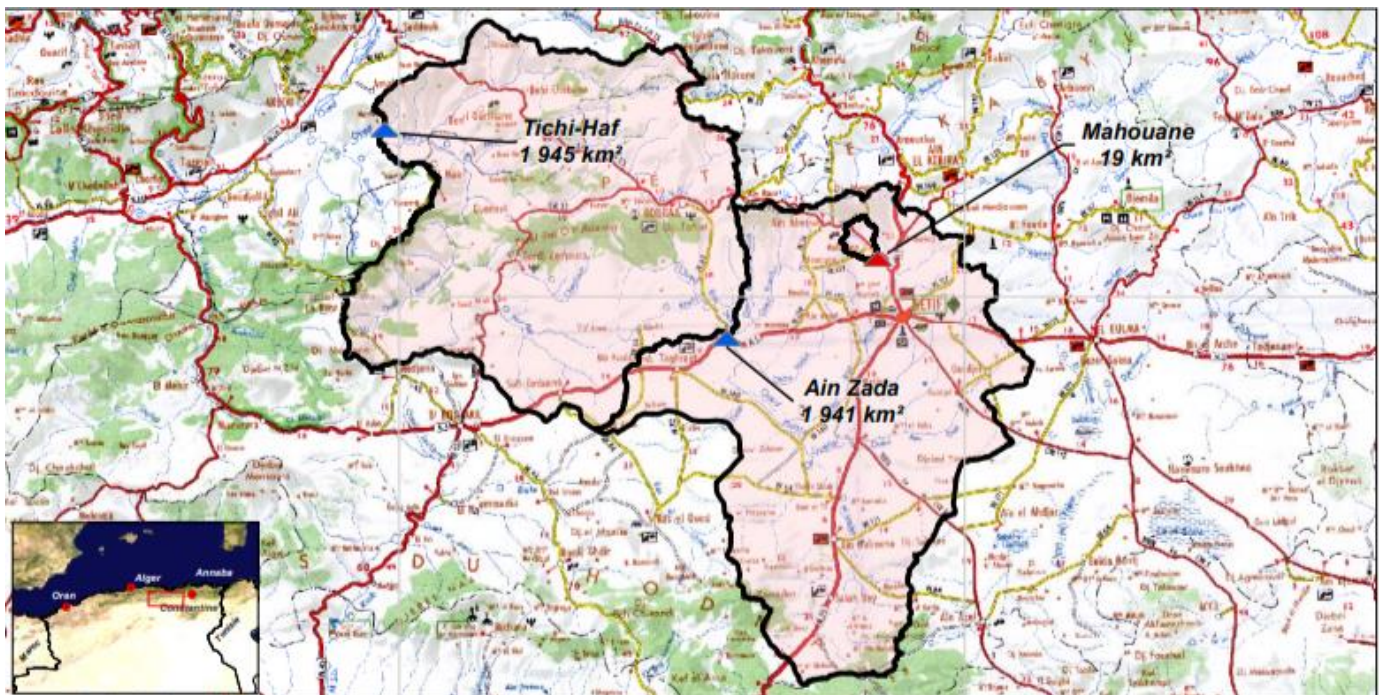


Figure III.2 : Bassin versant de barrage de Tichy-haf.

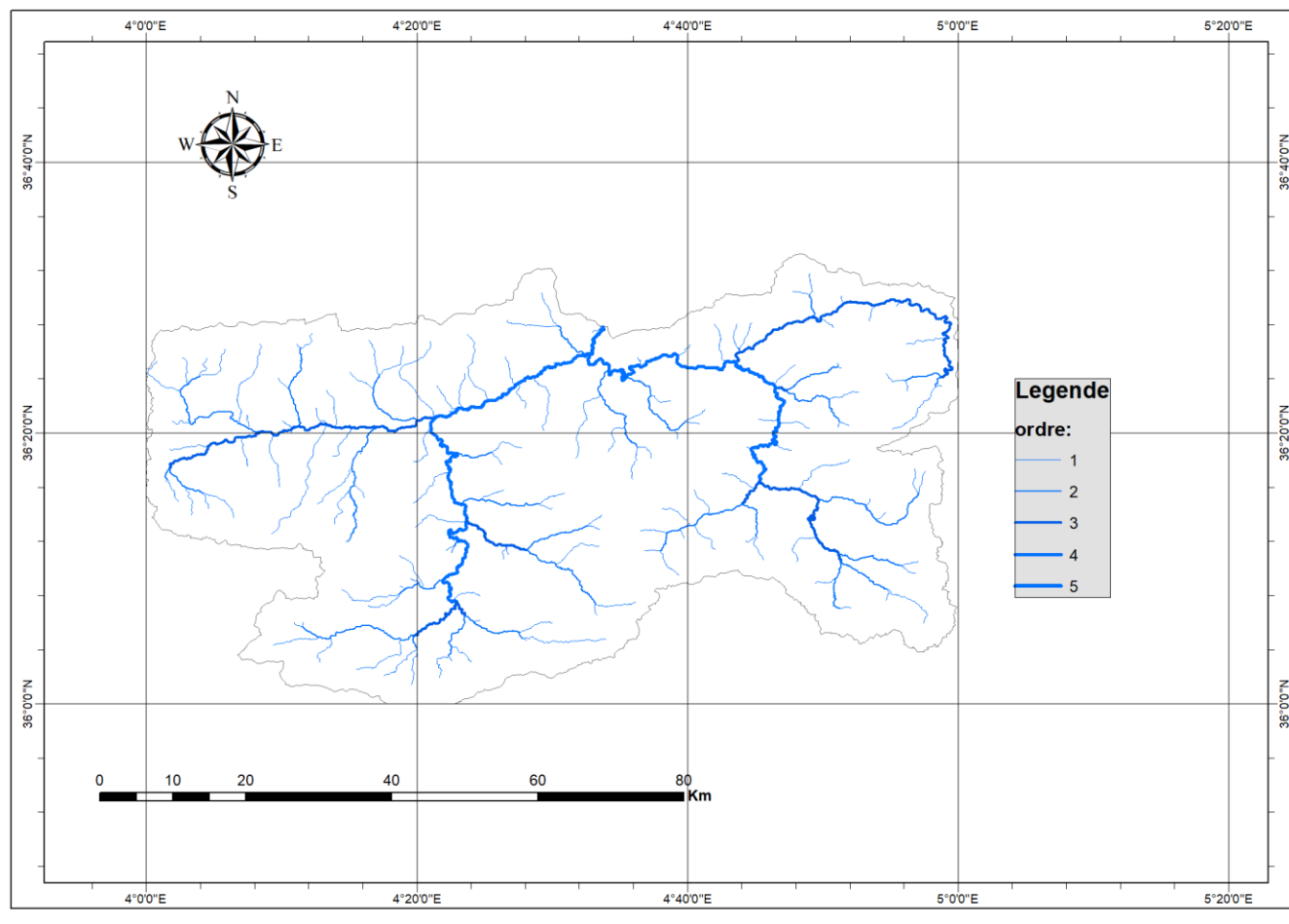


Figure III.3 : Réseaux hydrographique de bassin versant de barrage de Tichy-haf.

- **Morphométrie**

Les différents paramètres morphométriques sont calculés à partir de la carte MNT et logiciel ARC GIS, Ces paramètres sont :

- **La surface**

La surface topographique est le paramètre le plus important, car elle permet de contrôler l'intensité de plusieurs phénomènes hydrologiques, tels que les apports solides et liquides, la lame d'eau ruisselée et la lame d'eau infiltrée. Elle est déterminée par planimétrie.

- **Le périmètre**

Le périmètre correspond à la limite extérieure du bassin. Chaque bassin réagit d'une façon propre aux précipitations qu'il reçoit. Ces caractéristiques hydrologiques sont fonction d'une part du climat qu'il subit et d'autre part de son propre milieu physique.

• **Caractéristiques de forme**

La forme du bassin versant influence fortement l'écoulement global, notamment le temps de réponse du bassin versant. Il s'agit de la configuration géométrique projetée sur un plan horizontal. Un bassin versant allongé ne réagira pas de la même manière qu'un bassin ramassé, même s'ils sont soumis aux mêmes conditions météorologiques.

• **Indice de compacité de Gravelius**

Indice de Gravelius « Kc », également connu sous le nom d'indice de forme, caractérise la forme du bassin versant et exprime l'allongement de ce dernier.

$$Kc = 0.28 \frac{P_{BV}}{\sqrt{S_{BV}}} \dots\dots\dots(III.1)$$

Avec :

P_{BV} : Périmètre du bassin versant.

S_{BV} : Surface du bassin versant.

Plus le Kc se rapproche de 1, plus la forme du bassin sera compacte et plus le temps de Concentration sera court.

• **Le rectangle équivalent**

On suppose que l'écoulement sur un bassin versant donné est équivalent à celui sur un rectangle de même superficie, ayant le même indice de Gravelius, la même répartition hypsométrique, la même distribution des sols et de la végétation, ainsi que la même densité de drainage. Le rectangle équivalent est caractérisé par sa longueur (L) et sa largeur (l), définies par les formules suivantes :La longueur du rectangle équivalent

$$L = \frac{Kc \cdot \sqrt{S}}{1,128} \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,128}{Kc} \right)^2} \right) \dots\dots\dots(III.2)$$

• La largeur du rectangle équivalent

$$l = \frac{Kc \cdot \sqrt{S}}{1,128} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,128}{Kc} \right)^2} \right) \dots\dots\dots(III.3)$$

Les résultats des paramètres morphométries du bassin versant de la région d'étude sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.2 : Paramètres morphométriques du bassin versant.

Bassin versant	Surface (km ²)	Périmètre (Km)	Kc	L (Km)	l (Km)
	1950	230	1.47	94.3	20.7

➤ **Le relief :**

L'influence du relief sur l'écoulement est aisément compréhensible, car divers paramètres hydrométéorologiques, tels que les précipitations, les températures et les vents, changent en fonction de l'altitude et de la morphologie du bassin versant. En outre, la pente affecte la vitesse d'écoulement. Le relief est également évalué à l'aide des indices ou des caractéristiques suivantes

• **Courbe hypsométrique :**

La courbe hypsométrique offre une vue d'ensemble du relief d'un bassin versant en montrant comment la surface du bassin est répartie selon l'altitude. Sur cette courbe, l'axe des abscisses indique la surface totale du bassin se trouvant au-dessus (ou en dessous) d'une altitude spécifique, tandis que l'axe des ordonnées représente cette altitude. Cela permet de visualiser la superficie ou le pourcentage de superficie au-delà d'une certaine altitude.

Les courbes hypsométriques sont précieuses pour comparer plusieurs bassins ou pour examiner différentes sections d'un même bassin. Elles peuvent également servir à estimer la pluie moyenne sur un bassin versant et fournissent des informations sur son comportement hydrologique et hydraulique ainsi que sur son système de drainage.

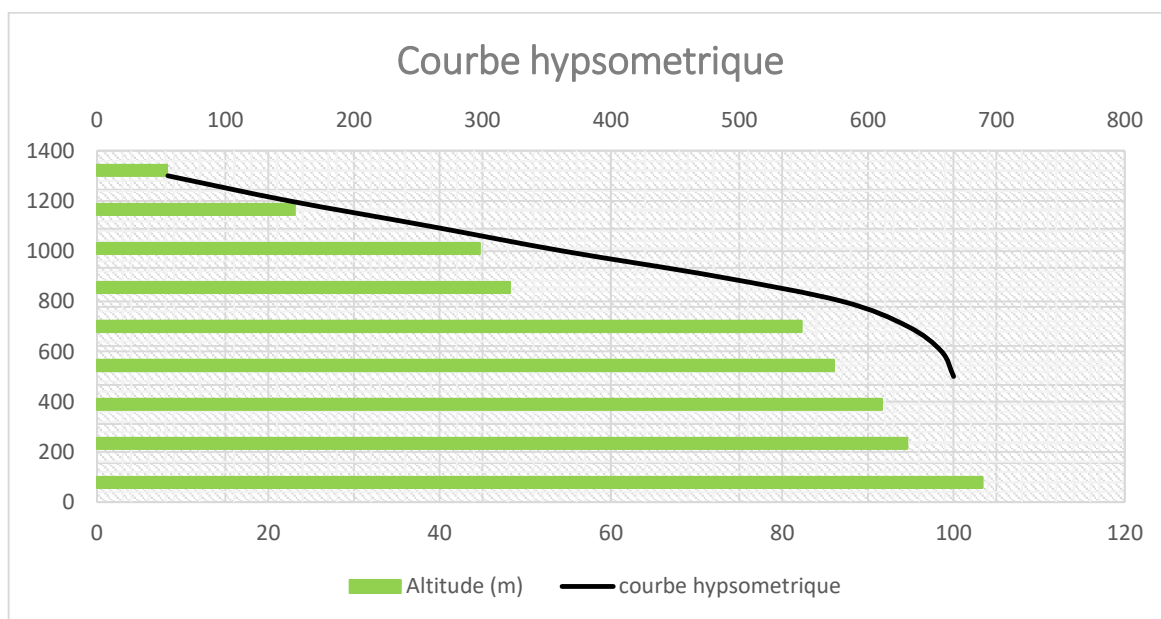


Figure III.4: Courbe Hypsométrique du bassin du barrage Tichy-Haf.

• **Les altitudes caractéristiques**

Elles sont obtenues directement à partir de la carte topographique. Ces altitudes sont :

- Altitude maximale : représente le point le plus élevé du bassin,
- Altitude minimale : montre le point le bas, généralement à l'exutoire du bassin,
- Altitude médiane ou H50% : est déterminée sur la courbe hypsométrique,
- Altitude moyenne Hmoy : est calculée par la formule suivante :

$$H_{moy} = \frac{\sum_{i=1}^n S_i \cdot H_i}{S} \dots\dots\dots (III.4)$$

Avec :

$$H_i = \frac{H_{l+n} + H_n}{2} \dots\dots\dots (III.5)$$

Hi : Altitude moyenne entre 2 courbes de niveaux consécutives (en mètre).

Si : Surface partielle comprise entre 2 courbes de niveaux consécutives (en km²).

S : Surface totale du bassin versant (en km²).

Tableau III.3 : caractéristiques du bassin versant.

H_{max} (m)	1393
H_{min} (m)	269
H_{moy} (m)	831
H_{med} (m)	920

• **Indice de pente globale (Ig)**

L'indice de pente globale (Ig) est calculé comme le rapport entre la différence d'altitude des points représentant 5% et 95% de la surface du bassin versant et la longueur du rectangle équivalent. Pour déterminer cet indice, on choisit deux points, S1 et S2, sur l'axe des abscisses de manière à ce que 90% de la surface du bassin versant se trouve entre ces deux points. Ainsi, 5% de la surface totale du bassin est en dessous de S1 et 5% est au-dessus de S2. Les altitudes aux points S1 et S2 sont extraites de la courbe hypsométrique. Par conséquent, l'indice de pente globale (Ig) est calculé en utilisant la formule suivante :

$$I_g = \frac{D}{L} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \dots\dots\dots (III.6)$$

Avec :

D : Dénivelée entre $H_{5\%}$ et $H_{95\%}$ (m.)

L : longueur du rectangle équivalent (Km).

$H_{5\%}$ et $H_{95\%}$: sont respectivement les altitudes correspondantes à $S_{5\%}$ et $S_{95\%}$.

Les résultats de l'indice de pente globale (I_g) calculé pour le bassin versant de la région d'étude sont présentés dans le tableau ci-dessous.

Tableau III.4 : Indice de pente globale (I_g).

BV	$H_{5\%}$ (m)	$H_{95\%}$ (m)	$H_{5\%} - H_{95\%}$	L (km)	I_g (m/ km)
	1230	502	728	94.3	7.72

- **Classes du relief**

La valeur de l'indice de pente globale (I_g) peut être directement utilisée comme paramètre dans certains abaques. Alternativement, elle permet de classer le relief selon les critères définis par Bonnard et Gardel (1996), comme présenté dans le tableau III.5.

Tableau III.5 : Classe de relief selon (Bonnard et Gardel, 1996).

Classe de relief	I_g (m/km)	
R2	$2 < I_g < 5$	les bassins de plaine
R3	$5 < I_g < 10$	des terrains intermédiaires entre la plaine et la zone à ondulation de terrain.
R4	$10 < I_g < 20$	Ondulation de terrain
R5	$20 < I_g < 50$	Régions de collines
R6	$I_g > 50$	Région de montagnes

En se basant sur le tableau et la valeur de I_g ($I_g = 7.72$ m/km) de notre bassin versant, on peut conclure que notre bassin se situe dans la classe des terrains intermédiaires, entre la plaine et la zone à ondulation de terrain.

- **Pente moyenne du bassin versant (I_m)**

La pente moyenne est une caractéristique clé qui reflète la topographie du bassin versant. Elle est considérée comme une variable indépendante et offre une indication précieuse sur le temps de parcours du ruissellement direct, donc sur le temps de concentration (T_c), tout en influençant

directement le débit de pointe lors d'une averse. La pente moyenne (S) est calculée par la formule suivante :

$$I_m = \frac{\Delta H(0.5l_1+l_2+l_3+\dots+0.5l_n)}{S} \dots\dots\dots (III.6)$$

Avec :

ΔH : Dénivelée entre deux courbes de niveaux (m).

L_i : longueur de la courbe de niveau d'ordre 1,2, 3, n (m).

S : Surface du bassin versant (Km²)

$I_{moy} = 0.22 = 22\%$

• **La densité de drainage**

La densité de drainage est définie comme étant le rapport entre la longueur totale de tous les talwegs L_i du bassin versant et la surface totale S. Elle reflète la dynamique du bassin, la stabilité du chevelu hydrographique et le type de ruissellement de surface. Elle est exprimée en Km/ Km².

$$D_d = \frac{\sum L_i}{S} \dots\dots\dots (III.7)$$

Avec :

D_d : densité de drainage [km/km²] ,

L_i : longueur de cours d'eau [km] ,

S : surface du bassin versant [km²].

Donc : **$Dd = 3.881km/km^2$**

• **La pente moyenne du cours d'eau principale**

La pente moyenne du cours d'eau détermine la vitesse avec laquelle l'eau se rend à l'exutoire du bassin donc le temps de concentration. Cette variable influence donc sur le débit maximal observé. Une pente abrupte favorise et accélère l'écoulement superficiel tandis qu'une pente douce ou nulle donne à l'eau le temps de s'infiltrer Entièrement ou en partie dans le sol.

Le calcul des pentes moyennes et partielles de cours d'eau s'effectue à partir du profil longitudinal du cours d'eau principal et de ses affluents. La méthode la plus fréquemment utilisée pour calculer la pente longitudinale du cours d'eau consiste à diviser la différence d'altitude entre les points extrêmes du profil par la longueur totale du cours d'eau.

$$P_{moy} = \frac{\Delta H}{\Delta L} \dots\dots\dots (III.8)$$

Avec :

P_{moy} : pente moyenne du cours d'eau [m/m],

ΔH : dénivellation entre deux points suffisamment distance [m],

ΔL : longueur du cours d'eau principal [m].

AN : $P_{moy} = 5.23\%$

• **Le temps de concentration**

Le temps de concentration (TC) des eaux sur un bassin versant est défini comme la durée maximale nécessaire pour qu'une goutte d'eau parcoure le chemin hydrologique depuis un point quelconque du bassin jusqu'à l'exutoire. Il se compose de trois éléments distincts : T_h : Temps d'humectation c'est le temps nécessaire à l'imbibition du sol par l'eau qui tombe avant qu'elle ne ruisselle.

- T_r : Temps de ruissellement ou d'écoulement c'est le temps qui correspond à la durée d'écoulement de l'eau à la surface ou dans les premiers horizons de sol jusqu'à un système de collecte (cours d'eau naturel. collecteur).
- T_a : Temps d'acheminement c'est le temps mis par l'eau pour se déplacer dans le système de collecte jusqu'à l'exutoire.

Le temps de concentration T_C est donc égal au maximum de la somme de ces trois termes.

$$T_C = \max. [\sum(T_h + T_r + T_a)] \dots \dots \dots (III.9)$$

Théoriquement on estime que T_C est la durée comprise entre la fin de la pluie nette et la fin du ruissellement. Pratiquement le temps de concentration peut être déduit de mesures sur le terrain ou s'estimer à l'aide des formules empiriques les plus utilisées.

a) **Formule de S.C.S (Soil Conservation Service, USA) :**

$$T_C = \left[\frac{0,87L_p^3}{H_{max}-h_{min}} \right]^{0,385} \dots \dots \dots (III.10)$$

Où :

- Lp : longueur du cours d'eau principal en(Km);
- Hmax: Altitude maximale du bassin versant en (m);
- Hmin : Altitude minimale du bassin versant en (m).

b) **Formule de BASSO :**

$$T_c = 0.067 * (L_p / H_{max} - H_{min}) \dots\dots\dots \text{(III.11)}$$

T_c : le temps de concentration en heures.

L_p : la longueur du bassin versant en (km).

H_{min} : l'altitude minimale en(km).

H_{max} : l'altitude maximale en (km).

c) **Formule de Ventura :**

$$T_c = 0.1272 \frac{\sqrt[3]{S}}{\sqrt{I}} \dots\dots\dots \text{(III.12)}$$

T_c : le temps de concentration en heures.

I : la pente moyenne du cour d'eau principale.

S : la surface du bassin versant en km².

d) **Formule de Turazza :**

$$T_c = 0.108 \frac{\sqrt[3]{S} \times L}{\sqrt{I}} \dots\dots\dots \text{(III.13)}$$

T_c : le temps de concentration en heures.

L_p : la longueur du bassin versant en (km).

I : la pente moyenne du cour d'eau principale.

S : la surface du bassin versant en km².

Tableau III.6 : Résultats temps de concentration de bassin

FORMULE	T _c (h)
S.C.S	7.23
BASSO	3.6
Ventura	0.7
Turazza	3.7

Interprétation : Pour des raisons de sécurité on prend le temps de concentration minimal de la formule de Basso qui égale à 3.6 h.

• **La vitesse d'écoulement :**

Cette vitesse est donnée par la formule :

$$V_R = \frac{L}{T_c} \dots\dots\dots \text{(III.14)}$$

Avec :

L : Longueur de talweg principal en [Km].

T_c : temps de concentration en [heure].

V_R = 16.7Km/h

Tableau III.7 : les caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant.

Désignation		Symbole	Unités	Valeur
Superficie		S	km ²	1945
Périmètre		P	km	230
Longueur du thalweg principal		L _P	km	60.54
Pente du thalweg principal		I	%	5.23
Indice de compacité		K _C	-	1.47
Rectangle équivalent	longueur	L _r	km	94.3
	largeur	l _r	Km	20.7
Altitudes	maximale	H _{max}	m	1393
	moyenne	H _{moy}	m	831
	médiane	H _{med}	m	865
	minimale	H _{min}	m	269
Pente moyenne de B.V		I _{moy}	%	22
Indice de pente globale		I _g	%	7.72
Indice de pente moyenne		I _{pm}	%	5.23
Densité de drainage		D _d	Km/Km ²	3.881
Temps de concentration		T _c	h	3.6
Vitesse de ruissellement		V _r	Km/h	16.7

III.3.1 Caractéristiques climatiques du bassin versant

Caractéristique climatique de la station de SIDI YAHIA

Tableau III.8 : les caractéristiques de la station hydrométrique.

Station	Code ANRH	X (°)	Y (°)	Altitude (m)	Nom d'Oued control
SIDI YAHIA	15 09 01	4.81	35.98	210	OUED BOUSELLAM AVAL

• **Températures**

La température moyenne annuelle et sa répartition durant l'année est observée sur la station la plus proche (150901) de Sidi Yahia, du fait de la similarité des conditions climatiques, elle a été retenue, le tableau suivant donne la répartition moyenne mensuelle :

Tableau III.9: Répartition mensuelle de la température.

mois	Sep	Oct.	Nov.	Dés	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Jui	Aout	Année
<i>minimal</i>	19,4	15,2	10,9	8,3	7,5	7,5	8,5	10,1	13,5	17,0	19,6	20,7	13,2
<i>moyenne</i>	24,1	19,8	15,3	12,5	12,0	12,2	13,2	14,7	17,9	21,3	24,2	25,2	17,7
<i>maxima</i>	28,8	24,5	19,7	16,8	16,4	16,9	17,9	19,4	22,4	25,7	28,8	29,8	22,2

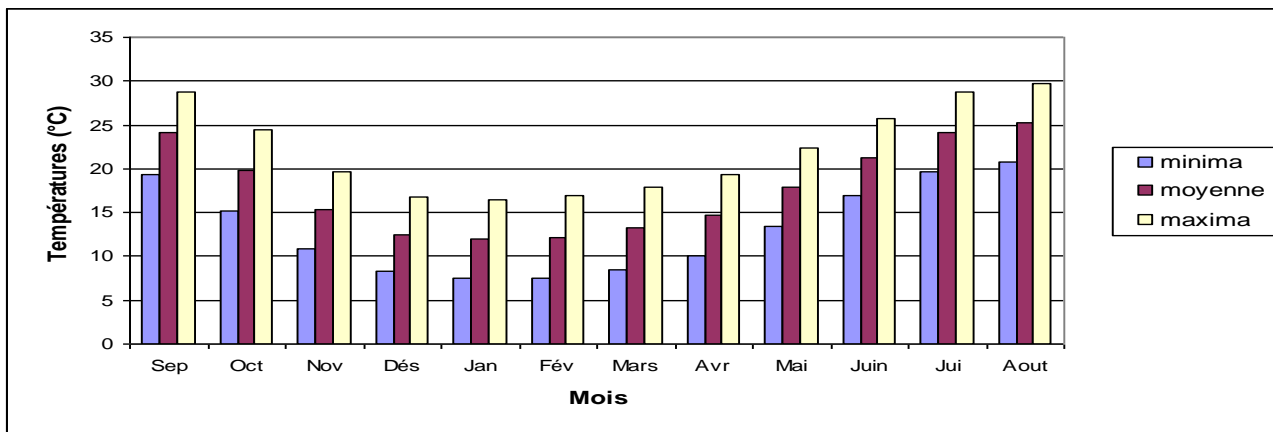


Figure III.5: Répartition des classes de la température du bassin du barrage Tichy-Haf

• **Evaporation :**

Tableau III.10 : Répartition mensuelle de l'évaporation.

Mois	Sep	Oct.	Nov.	Dés	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Jui	Aout	Année
Ev (mm)	175	110	75	50	39	56	100	120	130	186	185	245	1471
Ev(%)	11.90	7.48	5.10	3.40	2.65	3.81	6.80	8.16	8.84	12.64	12.58	16.66	100

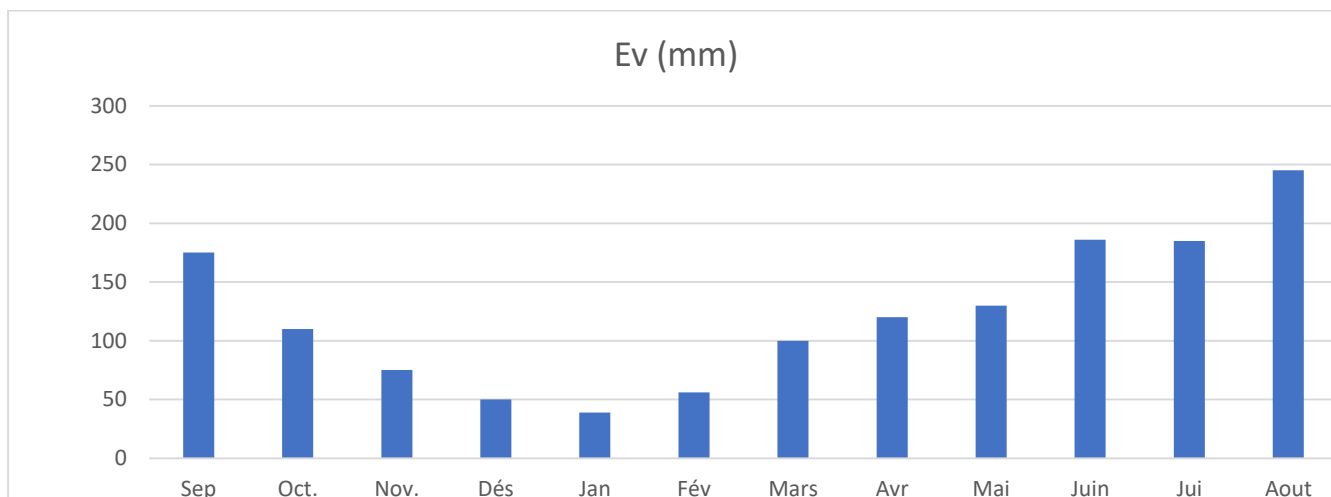


Figure III.6: Répartition des classes de l'évaporation du bassin du barrage Tichy-Haf.

• **Humidité relative:**

Elle indique le rapport entre la pression partielle de la vapeur d'eau dans l'air et la pression de saturation à la même température. Selon les relevés de la station de Bourdj Bouarredj pour la période de 2002 à 2023, le taux d'humidité le plus élevé est observé en hiver, atteignant 77% en décembre.

Tableau III.11: Répartition mensuelle de l'humidité relative.

Mois	Sep	Oct	Nov	Dés	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Jui	Aout	Année
H Moy %	55	65	75	79	76	76	72	66	61	50	39	41	63

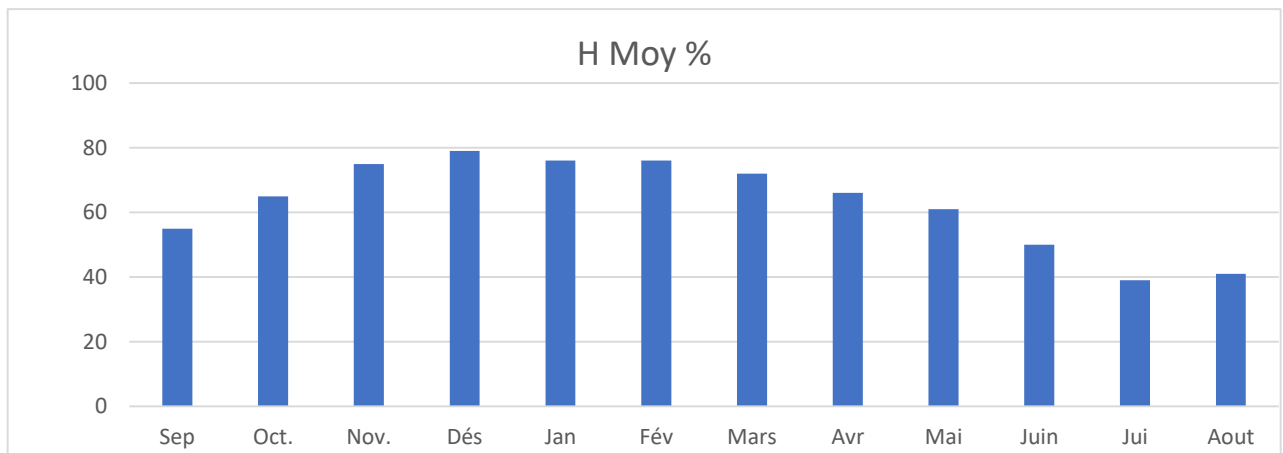


Figure III.7: Répartition des classes de l'humidité relative du bassin du barrage Tichy-Haf.

• **Répartition mensuelle de la pluie moyenne :**

La répartition mensuelle des pluies moyennes interannuelles à été établie sur la base de la série des précipitations à la station de SIDI YAHIA sur la période (1986-2023), elle est donnée par le tableau ci-dessous :

Tableau III.12 : Répartition mensuelle des pluies moyennes.

mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Total
P (mm)	32	37	48	78	64	54	52	48	39	14	6	8	480
P (%)	6.7	7.7	10.0	16.3	13.3	11.3	10.8	10.0	8.1	2.9	1.3	1.7	100.0

En analysant le tableau III-12, on déduit que la saison pluvieuse s'étale de septembre à mai, par contre la saison sèche s'étale de juin à Aout. Ces résultats sont donnés sous forme d'hydrogramme dans la figure. III.8.

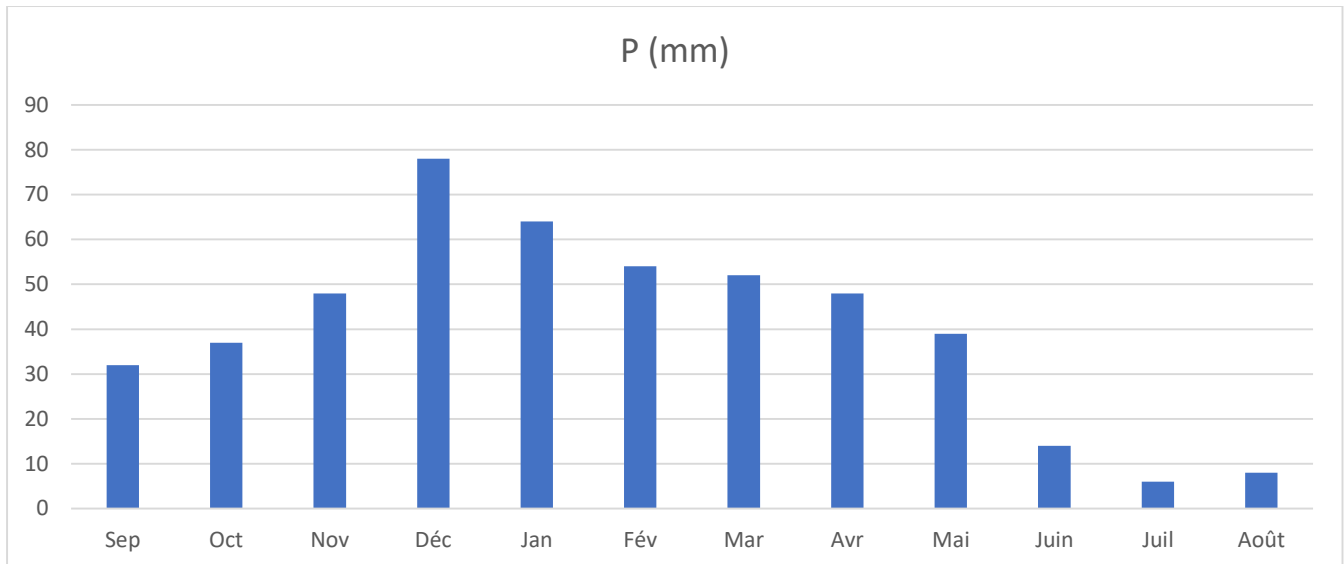


Figure III.8: Répartition mensuelle des pluies moyennes relative du bassin du barrage Tichy-Haf

III.3.2 Précipitations maximales journalières

La série des pluies maximales journalières enregistrées à la station pluviométrique 15 09 01 a été sélectionnée comme étant la plus représentative des maximums journaliers pouvant se produire dans la zone d'étude.

III.3.2.1 Estimation des pluies journalières maximales :

L'étude vise à ajuster la série de données des précipitations maximales journalières en utilisant une loi théorique afin de déterminer l'intensité de pluie pour une période de retour donnée. Voici les étapes nécessaires pour y parvenir :

1. Classer la série des précipitations par ordre croissant.
2. Calculer la fréquence expérimentale des événements.
3. Calculer les caractéristiques empiriques de la série de données, telles que la moyenne, l'écart-type et d'autres paramètres statistiques pertinents.
4. Ajuster graphiquement la loi théorique choisie aux données observées.
5. Calculer le quantile correspondant à la période de retour désirée et estimer son intervalle de confiance.

Ces étapes sont cruciales pour évaluer et modéliser les événements extrêmes de précipitations et sont fondamentales dans l'analyse de la sécurité des infrastructures et des risques associés aux inondations.

Tableau III.13 : Répartition des pluies maximales journaliers.

Année	Precipitations (mm)	Année	Precipitations (mm)
1986	76.7	2005	51.3
1987	64.6	2006	39
1988	49.3	2007	45.7
1989	49.4	2008	48.8
1990	52.3	2009	78.9
1991	70.3	2010	74
1992	83.4	2011	57.5
1993	49.1	2012	54.3
1994	43.7	2013	52.1
1995	42	2014	37.2
1996	38.7	2015	73.7
1997	46.6	2016	75
1998	47.3	2017	51.7
1999	67.8	2018	33.8
2000	50.2	2019	55.6
2001	62.7	2020	79.6
2002	67.5	2021	97.4
2003	69	2022	32
2004	76.7	2023	27.8

III.3.2.2 Choix de la loi d'ajustement

Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométriques, l'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de plusieurs facteurs :

- La pertinence de la loi de probabilité choisie pour modéliser les données.
- La taille de l'échantillon utilisé dans l'analyse.
- Certaines caractéristiques spécifiques de l'échantillon de données pluviométriques.

Cependant, de nombreuses études comparatives, à la fois empiriques et théoriques, ont été menées pour déterminer dans quelles circonstances une méthode d'estimation est la plus efficace pour une loi de probabilité donnée. Les deux lois d'ajustement souvent utilisées pour modéliser les précipitations maximales sont :

1. La loi de log-normale (parfois appelée droite de Galton).
2. La loi de Gumbel (également connue sous le nom de droite de Henry).

Ces lois sont appliquées dans le cadre de l'analyse des extrêmes pour estimer les valeurs maximales de précipitations sur une période de retour donnée, et leur choix dépendra des caractéristiques spécifiques des données pluviométriques et de la qualité de l'ajustement aux observations disponibles.

III.3.2.3 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL

L'ajustement des pluies maximales journalières sera effectué à l'aide du logiciel

« HYFRAN »

- **Ajustement par loi de Gumbel :**

L'ajustement des valeurs maximales par la loi de Gumbel est préféré en raison de sa pertinence pour modéliser les événements extrêmes comme les crues, les tempêtes et les séismes. Cette approche permet d'estimer la probabilité d'occurrence de ces événements rares, facilitant ainsi la compréhension et la prédiction de leur fréquence et de leur intensité.

Tableau III.14 : Résultats de la loi de Gumbel.

Période de retour (ans)	Probabilité de fréquence (q)	Pluie max jour en (mm)	Ecart type	Intervalle de confiance
10000.0	0.9999	164	19.8	125 - 203
2000.0	0.9995	144	16.5	112 - 176
1000.0	0.9990	135	15.0	106 - 165
200.0	0.9950	115	11.6	92.6 - 138
100.0	0.9900	107	10.2	86.7 - 127
50.0	0.9800	98.0	8.74	80.8 - 115
20.0	0.9500	86.3	6.84	72.9 - 99.8
10.0	0.9000	77.4	5.42	66.7 - 88.0
5.0	0.8000	68.0	4.01	60.1 - 75.9

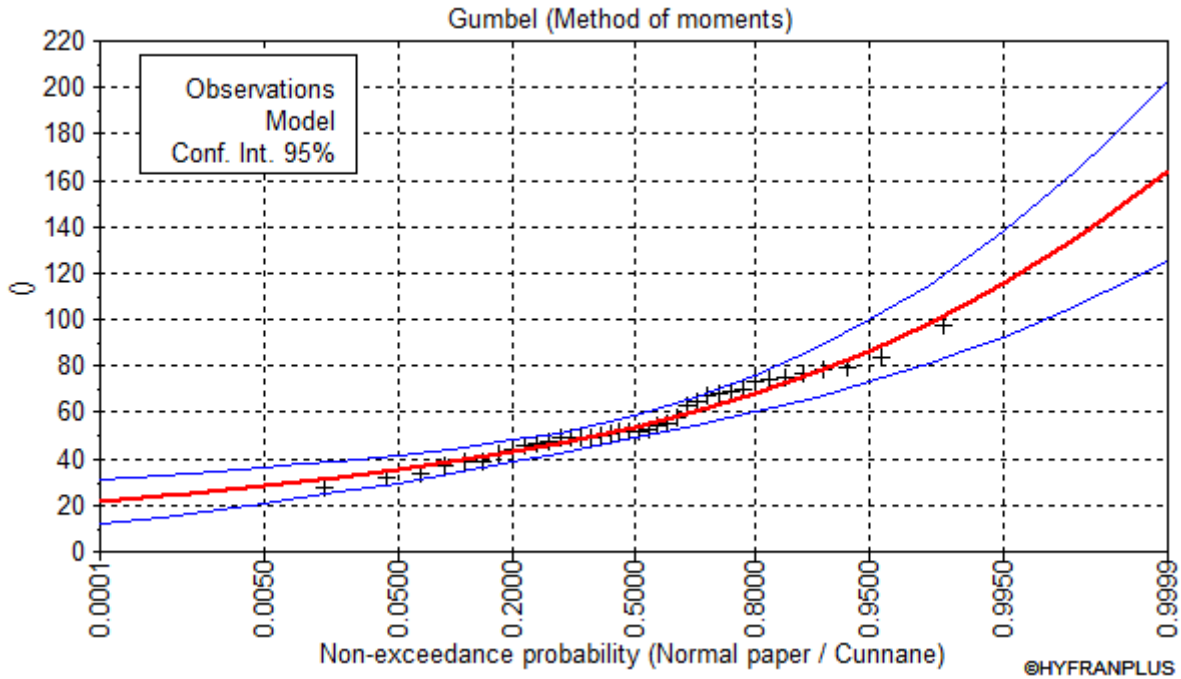


Figure III.8 : Représentation graphique de la loi de Gumbel.

Tableau III.15 : caractéristique de la loi de Gumbel.

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	None	27.8
Maximum	None	97.4
Moyenne	56.5	56.5
Ecart-type	16.0	16.0
Médiane	53.9	51.9
Coefficient de variation (Cv)	0.283	0.283
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.14	0.456
Coefficient d'aplatissement (Ck)	2.40	2.48

III.3.2.4 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de log-normal (GALTON)

Le processus d'ajustement est fondamentalement similaire pour la loi de Gumbel et la loi de Galton. La principale distinction réside dans la méthode de représentation graphique utilisée : pour la loi de Gumbel, on privilégie souvent l'utilisation de papier semi-logarithmique ou normal adapté à la distribution des valeurs extrêmes. En revanche, pour la loi de Galton, d'autres types de représentations graphiques peuvent être employés selon la méthode spécifique d'ajustement sélectionnée.

Tableau III.16 : Résultats de la loi de Log-normal.

Période de retour (ans)	Probabilité de fréquence (q)	Pluie max jour en (mm)	Ecart type	Intervalle de confiance
10000.0	0.9999	158	21.0	117 - 200
2000.0	0.9995	140	16.7	107 - 173
1000.0	0.9990	132	15.0	103 - 162
200.0	0.9950	114	11.2	92.1 - 136
100.0	0.9900	106	9.63	87.2 - 125
50.0	0.9800	98.1	8.15	82.1 - 114
20.0	0.9500	87.2	6.29	74.9 - 99.5
10.0	0.9000	78.5	4.98	68.8 - 88.3
5.0	0.8000	69.2	3.77	61.8 - 76.6

Tableau III.17 : caractéristique de la loi de Log-normal.

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l' échantillon
Minimum	0.00	27.8
Maximum	None	97.4
Moyenne	56.5	56.5
Ecart-type	16.6	16.0
Médiane	54.4	51.9
Coefficient de variation (Cv)	0.294	0.283
Coefficient d'asymétrie (Cs)	0.907	0.456
Coefficient d'aplatissement (Ck)	4.5	2.48

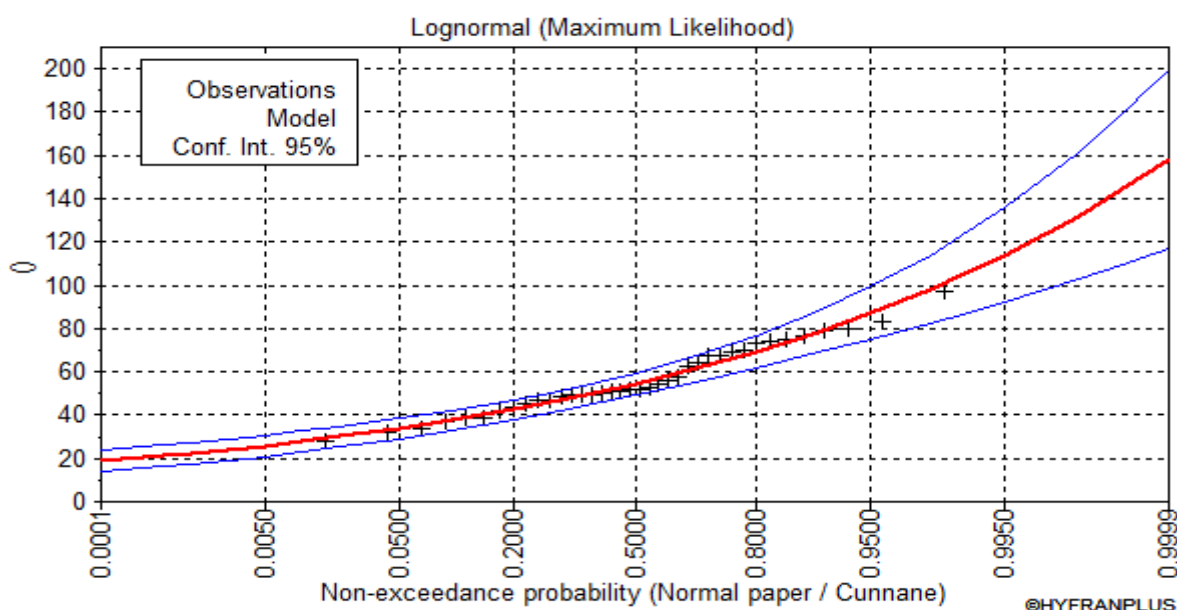


Figure III.9 : Représentation graphique de la loi de Log-normal.

• **Interprétation**

On a fait les ajustements par deux lois : log normal et Gumbel.

Tout d’abord on choisit comme critère le comparaiso khi2, pour un rique de 5%

E=5% p= 1-e= 95%

Degré de liberté Y=K-1-m

Avec :

- K nbr de class
- M nombre de paramètre

Il faut : χ^2 .calculé < χ^2 théorique

Si p (χ .calculé)>5% l’ajustement est a considéré

Si p (χ .calculé)<1% l’ajustement est a rejeté pour calcule χ théorique on utilise total de Pearson

Loi de log normal :

Loi de GUMBEL

X². Calculé =11.23

X². Calculé =9.42

P (χ .calculé)=0.0241

P (χ .calculé)=0.0514

Y=4

Y=4

Nbr de classe=7

Nbr de classe=7

X². Calculé < χ^2 théorique=17.948 X². Calculé < χ^2 théorique=15.872

III.3.2.5 Pluies de courte durée

La conversion des pluies journalières maximales en pluies de courtes durées se fait à l'aide de la formule K. Body (ANRH, 1984).

$$P_{tc} = P_{max j} \left(\frac{t}{24}\right)^b \dots\dots\dots (III.15)$$

Avec :

Ptc : Pluie de durée t, et de fréquence f% en) mm).

P_{max j} : pluie maximale journalière de fréquence f% en (mm).

t : durée de l’averse en heure

b : exposant climatique de la région d’étude (**b = 0. 38**, selon l’ANRH).

Les intensités maximales de période *t* (h) et période de retour *T* (ans) sont calculées par la relation :

$$I_t = \frac{P_{ct}}{t} \dots\dots\dots (III.16)$$

Avec :

I : l'intensité maximale de période t (h).

Les précipitations et les intensités maximales pour les différentes durées sont représentées dans le tableau suivant.

Avec :

P : Pluies de courte durée (mm).

I : Intensité maximale (mm/h).

Tableau III.18 : Précipitations maximales journalières pour chaque fréquence.

Période	10000	1000	100	50	20	10	5
Fréquence (%)	0,01	0,1	1	2	5	10	20
$P_{j\max} p(\%)$	164	135	107	98	86.3	77.4	68

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

Tableau III.19 : Récapitulatif des pluies, intensités maximales de durée t (h) et de période de retour T (ans).

Fréquence(%)	0.01		0.1		1		2	
	10000		1000		100		50	
PDR (an)	Pcd	It	Pdc	It	Pdc	It	Pdc	It
1	49.02	49.02	40.35	40.35	31.98	31.98	29.29	29.29
2	63.79	31.90	52.51	26.26	41.62	20.81	38.12	19.06
3	74.42	24.81	61.26	20.42	48.55	16.18	44.47	14.82
4	83.01	20.75	68.33	17.08	54.16	13.54	49.61	12.40
5	90.36	18.07	74.38	14.88	58.95	11.79	54.00	10.80
6	96.84	16.14	79.72	13.29	63.18	10.53	57.87	9.64
7	102.68	14.67	84.53	12.08	66.99	9.57	61.36	8.77
8	108.03	13.50	88.93	11.12	70.48	8.81	64.55	8.07
9	112.97	12.55	93.00	10.33	73.71	8.19	67.51	7.50
10	117.59	11.76	96.80	9.68	76.72	7.67	70.27	7.03
11	121.93	11.08	100.37	9.12	79.55	7.23	72.86	6.62
12	126.02	10.50	103.74	8.64	82.22	6.85	75.31	6.28
13	129.92	9.99	106.94	8.23	84.76	6.52	77.63	5.97
14	133.63	9.54	110.00	7.86	87.18	6.23	79.85	5.70
15	137.18	9.15	112.92	7.53	89.50	5.97	81.97	5.46
16	140.58	8.79	115.72	7.23	91.72	5.73	84.01	5.25

17	143.86	8.46	118.42	6.97	93.86	5.52	85.96	5.06
18	147.02	8.17	121.02	6.72	95.92	5.33	87.85	4.88
19	150.07	7.90	123.53	6.50	97.91	5.15	89.68	4.72
20	153.02	7.65	125.96	6.30	99.84	4.99	91.44	4.57
21	155.89	7.42	128.32	6.11	101.71	4.84	93.15	4.44
22	158.67	7.21	130.61	5.94	103.52	4.71	94.81	4.31
23	161.37	7.02	132.83	5.78	105.28	4.58	96.43	4.19
24	164.00	6.83	135.00	5.63	107.00	4.46	98.00	4.08

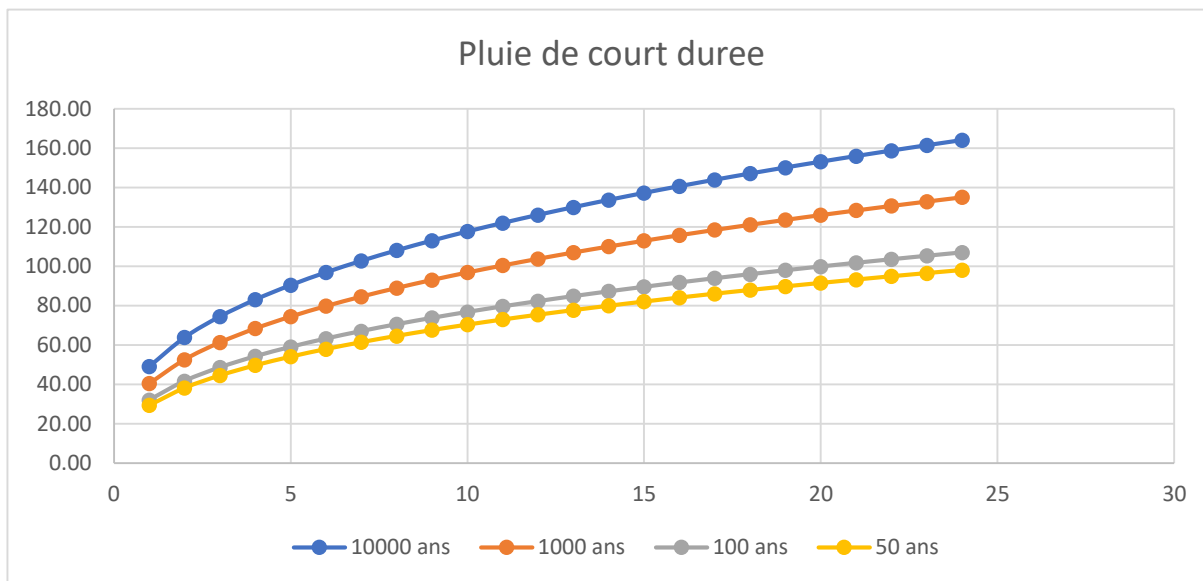


Figure III.10 :Représentation graphique de la loi de Log-normal (pluie court durée).

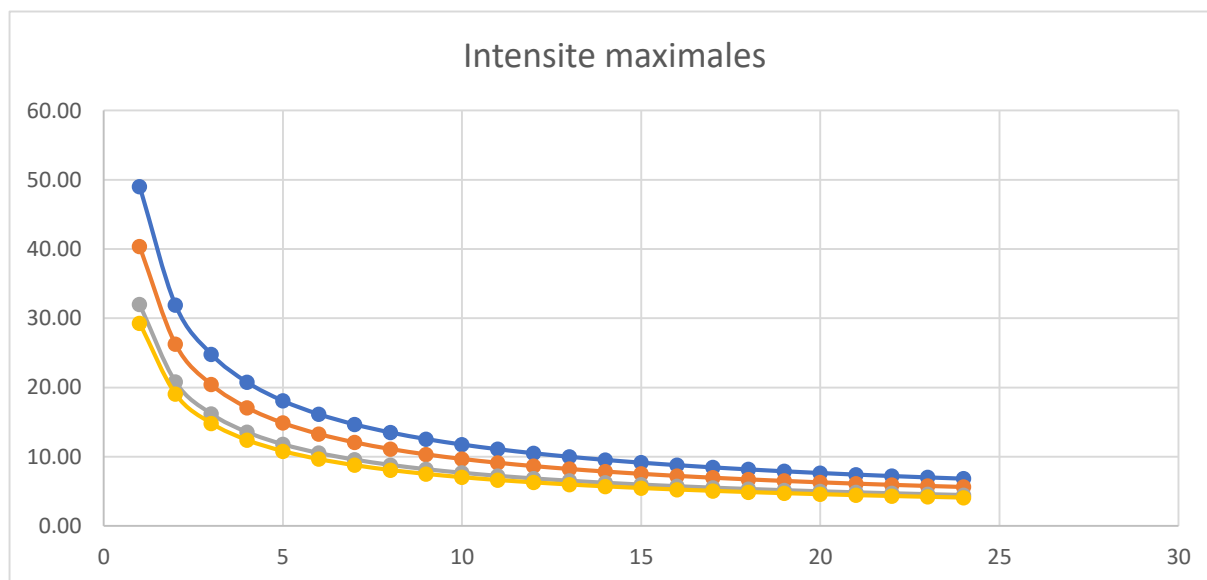


Figure III.11 :Représentation graphique de la loi de Log-normal (intensité maximales).

III.3.2.6 Evaluation des apports liquides

L'oued Boussellam étant dépourvu de station hydrométrique, de plus, l'analyse du réseau d'observation de la région d'étude et ses environs nous ne pas permis de mettre en évidence une station hydrométrique analogue dont le bassin versant serait géomorphologiquement similaire au bassin versant de l'oued, l'analogie proprement dite ne peut donc être effectuée.

Pour cela, l'estimation des paramètres hydrologiques nécessaires au dimensionnement des ouvrages s'est faite suivant l'approche par les formules empiriques.

III.3.2.5.1 Apports moyens interannuels

a) Formule de SAMIE:

$$A = L_e \cdot S \dots\dots\dots (III.17)$$

$$L_e = P^2(293 - 2.2\sqrt{S}) \dots\dots\dots (III.18)$$

Ou :

L_e : lame d'eau écoulée (mm).

P : précipitation moyenne (m).

S: la superficie en Km² du bassin versant.

b) Formule de MEDINGER:

$$L_e = 1.024(P - 0.26)^2 \dots\dots\dots (III.19)$$

P : précipitation moyenne (m).

L_e : lame d'eau écoulée (mm).

$$A = L_e \cdot S$$

c) Formule de CHAUMONT:

Cette relation donne le coefficient de ruissellement par la relation suivante:

$$C_e = 0.6(1 - 10^{-0.36P^2}) \dots\dots\dots(III.20)$$

P : précipitation moyenne (m).

La lame d'eau écoulée est donnée par la relation :

$$L_e = P \cdot C_e$$

$$A = L_e \cdot S$$

D) Formule de COUTAGNE:

Elle donne le déficit découlent D tel que:

$$D = P - \lambda P^2 \dots\dots\dots (III.21)$$

$$\lambda = \frac{1}{0.8 + 0.14T_0}$$

T_0 : température moyenne dans la zone d'étude. $T_0 = 17.7^\circ\text{c}$

La lame d'eau écoulée est alors :

$$L_e = P - D$$

$$A = L_e \cdot S$$

e) Formule de TURC :

$$L_e = P - \frac{P}{\sqrt{0.9 + \frac{P^2}{L^2}}} \dots\dots\dots (III.22)$$

Avec :

$$L = 300 + 25T_0 + 0,05 (T_0)^3 \dots\dots\dots (III.23)$$

T_0 : température moyenne dans la zone d'étude.

$$A = L_e \cdot S$$

Les résultats sont portés sur le tableau suivant :

Tableau III.19 : Résultats des apport interannuelles barrages Tichy-haf .

FORMULE	APPORT MOYEN A (HM ³)
SAMIE	88
MEDINGER	96.64
CHAUMONT	97.63
COUTAGNE	136.5
TURC	52.12
Moyenne	94.178

D'après ces résultats on adopte finalement la valeur moyenne.

• **Répartition mensuelle de l'apport moyen :**

La distribution des apports mensuels en pourcentage de l'apport interannuel a été établit sur la base de la répartition mensuelle de la pluviométrie en question étant génératrice des apports de l'oued.

Cette technique d'adoption de la répartition mensuelle de la pluie a été considérée en raison de l'absence d'informations hydrométriques au niveau de l'oued concerné.

La répartition est donnée par le tableau suivant **III.20**

Tableau III.20 : Répartition mensuelle de l'apport moyen.

Mois	P mens	A (hm ³)	A (%)
Septembre	32	6.28	6.67
Octobre	37	7.26	7.71
Novembre	48	9.42	10.00
Décembre	78	15.30	16.25
Janvier	64	12.56	13.33
Février	54	10.60	11.25
Mars	52	10.20	10.83
Avril	48	9.42	10.00
Mai	39	7.65	8.13
Juin	14	2.75	2.92
Juillet	6	1.18	1.25
Août	8	1.57	1.67
Total	480	94.18	100.00

• **Caractéristiques de l'écoulement**

a) Module de l'écoulement (M_e)

Il est donné par : $M_e = \frac{A_0}{T} \dots \dots \dots (III.24)$

Avec :

A₀ : Apport moyen annuel [litres].

T : Temps d'une année en [secondes] "T = 31.536 10⁶ secondes".

b) Module de l'écoulement relatif ou spécifique (M₀)

On a :

$$M_0 = \frac{M_e}{S} \dots \dots \dots (III.25)$$

D'où :

M_e : Module de l'écoulement [l/s].

S : Superficie du bassin [Km²].

c)- Lamme d'eau écoulée (L_e)

On a :

$$L_e = \frac{A_0}{S} \dots \dots \dots (III.26)$$

Où :

A₀ : Apport moyen annuel [litres].

S : Superficie du bassin.

d)- Coefficient de l'écoulement (Ce)

Il est donné par : $C_e = \frac{L_e}{P_{moy}}$ (III.27)

Avec :

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle en [mm].

L_e : Lamme d'eau écoulée en [mm].

e) Coefficient de variation (Cv)

Pour déterminer le coefficient de variation (CV) en l'absence de données d'observation, il est nécessaire d'utiliser les trois formules empiriques suivantes :

▪ **Formule de Sokolovsky**

On a : $C_V = a - 0.063 \cdot \log_{10}(S + 1)$ (III.28)

Avec : $a = 0.78 - 0.29 \cdot \log_{10}(M_0)$ (III.29)

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

▪ **Formule d'Ourkguiprovdkhoz**

On a : $C_V = \frac{0.7}{M_0^{-0.127}}$ (III.30)

M : Module de l'écoulement relatif [l/s/km²].

➤ **Formule de L'Antonov**

On a : $C_V = \frac{0.7}{(S+1000)^{0.097}}$ (III.31)

S : Superficie du bassin en [km²]

Les résultats des caractéristiques d'écoulement sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III.21 : Les caractéristiques de l'écoulement.

$S (Km^2)$	$A_0 (Mm^3)$	$Me (L/S)$	$M_0 (L/S/Km^2)$	$Le (mm)$	Ce	Cv		
						$F-SOKO$	$F-OURK$	$F-ANTO$
1950	94.178	2986.36	1.53	48.3	0.1	0.51	0.74	0.32

• **Commentaires**

On prend les valeurs de la formule de SOKOLOVSKY parce qu'elles sont proches à la valeur moyenne des trois des formules empiriques, caractéristique d'écoulement.

• **Les apports fréquentiels:**

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

$$A_{(\%)} = \frac{A}{(C_v^2 + 1)^{1/2}} \cdot e^{U(\log(Cv+1))^{1/2}} \dots\dots\dots (III.32)$$

A%: Apport de fréquence donnée.

U: variable réduite de Gauss.

Les calculs des apports fréquentiels a conduit au tableau suivant :

Tableau III.22 : Apports fréquentiels.

Période de retour (ans)	Fréquence (%)	Variable de Gauss	Apport A (hm ³)
5	80	-0,8428	58.73
10	90	1,285	144.49
25	96	1,753	176.12
50	98	2,0571	200.3
100	99	2,328	224.63
1000	99,9	3,1	311.4

La répartition mensuelle de l'apport moyen annuel suit la même répartition mensuelle des précipitations ; on a : **A_{80%}=58.73Mm³**

Tableau III.23 : Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80%.

Mois	A 80% (%)	A 80% (m ³)
Septembre	6.67	3.92
Octobre	7.71	4.53
Novembre	10.00	5.87
Décembre	16.25	9.54
Janvier	13.33	7.83
Février	11.25	6.61
Mars	10.83	6.36
Avril	10.00	5.87
Mai	8.13	4.77
Juin	2.92	1.71
Juillet	1.25	0.73
Août	1.67	0.98
Total	100.00	58.73

• **Les apports solides :**

L'évaluation de l'envasement est indispensable dans de tels cas pour que le dimensionnement du barrage soit plus fiable vis-à-vis sa durée de vie.

Pour cela on doit calculer les apports solides durant une année de service du barrage et par défaut nous opterons pour un calcul empirique en utilisant les formules suivantes :

a) **Formule de Tixeront:**

Cette formule donne l'apport solide moyen annuel en suspension (en t/Km²/An), elle est exprimée par:

$$E_s = \alpha \cdot L_e^{0.15} \dots\dots\dots \text{(III.33)}$$

Ou:

E_s:apport solide moyen annuel en suspension (t/Km²/An).

L_e:lame d'eau écoulee. (L_e =48.3mm)

Tableau III.24 : Déférentes valeurs de « α ».

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

e) **Formule de Salhi:**

$$E_s = 0,04 \text{ Per}^{-0.57} \cdot P^{1.23} \cdot L_e^{0.72} \dots\dots\dots \text{(III.35)}$$

Per : périmètre du bassin versant (km).

P : précipitation moyenne annuel (mm).

Le : lame d'eau écoule (mm).

Le volume mort est exprimé comme suit :

$$V_m = (1.05-1.1) \times \frac{E_s \times S \times T}{\gamma_s} \dots\dots\dots \text{(III.36)}$$

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

T : temps d'exploitation T = 50 ans.

Tableau III.25 : Résultats des apports solides.

Formule	Apport solide (m ³)
Tixeront	9811181.25
Salhi	4269768.75

Les valeurs finalement adoptées sont celles obtenues par la formule de Salhi, car cette formule est plus pratique et adaptée aux bassins de Hodna-Soummam.

III.3.2.6 Etude des crues :

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

A cause de l'inexistante de station hydrométrique dans le bassin versant de l'oued Bousselam, des formulations empiriques ont été utilisé pour la prédétermination des débits de crues maximales.

- Dans cette étude nous allons travailler avec la méthode de Gradex mais à cause de manque de donner on va calcule le débit décennal avec les formules empiriques.

1)-Formule de Giandotti:

$$Q = \frac{170.S.(H_{moy}-H_{1/2min})}{4(S)^{1/2}+1.5L_{tc}} \dots\dots\dots (III.37)$$

Q_{max} (%): débit de crue maximum en m³/s ayant la même fréquence que celle de la pluie de courte durée..

S: superficie du bassin versant.

L: longueur du talweg principal.

H_{moy}, H_{min} : altitudes moyennes et minimales (en m).

P_{tc} : pluies de courte durée.

2)-Méthode fréquentiel de Meddi & al. 2017

Elle a été établie par (Meddi *et al.*, 2017) pour les cours d'eau de l'Algérie du Nord. La base de données regroupée en trois régions analogues en termes climatiques et géomorphologiques par le biais de l'Analyse en Composantes Principales comme indiqué dans la figure III.1. Pour chacune des régions un modèle pour calculer Q_{max} en fonction de la surface du bassin versant (A) en km² et la pente du cours d'eau principal (S) a été développé comme indiqué dans le tableau suivant :

Tableau III.26: Modèle pour calculer Q_{max} en fonction de la surface du bassin versant.

Région	Equations
Région I	$Q_{max} = 3.52A^{0.96}S^{0.54}$
Région II	$Q_{max} = 2.73A^{0.35}S^{0.44}$
Région III	$Q_{max} = 1.26A^{0.16}S^{-1.04}$

Avec : (A) en km² et la pente du cours d'eau principal (S) sans unité.

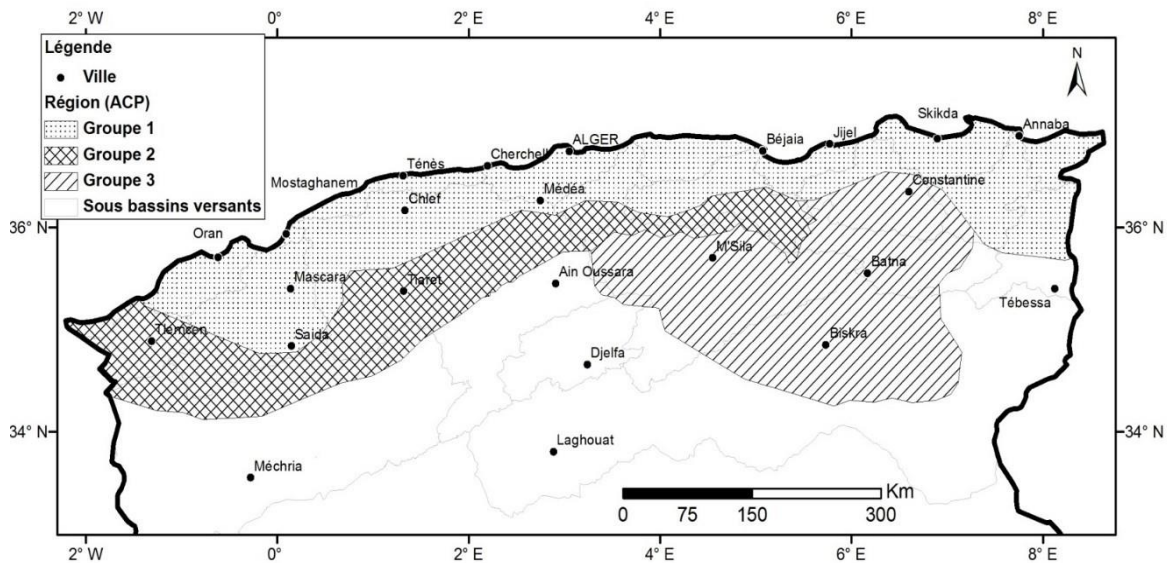


Figure III.12: Représentation des zones d'étude de la formule.

Pour Calculer Q_{max} , de l'une des trois régions, pour une période de retour donnée, le débit max calculé par le modèle correspondant à la région concernée (tableau n°III.26) doit être multiplié par la fonction de quantile correspondante :

$$Q_{max}(F) = Q_{max} \times q(F) \dots \dots \dots \text{(III.38)}$$

Tableau III.27: Q(F) (quantile fonction).

Période de retour (an)	2	5	10	20	50	100	200	500
q(F)								
Zone I	0.74	1.54	2.14	2.74	3.53	4.13	4.73	5.52
Zone II	0.59	1.47	2.27	3.22	4.74	6.14	7.78	10.4 3
Zone III	0.71	1.62	2.29	2.94	3.77	4.37	4.96	5.72

Tableau III.28 : Résultats de calcul du débit.

FROMULE	PERIODE DE RETOUR(ans)	DEBIT (m ³ /s)
GIANDOTTI	10	1073
MEDDI	10	2202.58

- On prend le résultat de la méthode de MEDDI car elle est la plus précise et la plus proche dans notre zone d'étude.

III.3.2.7 Calculer le débit fréquentiel

Méthode du Gradex :

Le modèle probabiliste Gradex permet d'évaluer les risques de crues extrêmes ainsi que l'extrapolation à différentes périodes de retours.

Historique de la méthode du Gradex

La méthode du Gradex est considérée comme étant une approche probabiliste relative au calcul de débits de crues extrêmes d'un oued pour des périodes de retour variant de 100 à 10000 ans, elle a été développée par **Guillot et Duband (1967)**. La répartition homogène des pluies dans le bassin et la superficie du bassin est doit être inférieure à 5000 km² se sont les deux conditions qui doivent être vérifiées (**Guillot, 1980**).

En utilisant les pluies, la méthode du GRADEX est considérée comme étant une méthode plus élaborée que les méthodes de prédétermination des crues qui sont essentiellement basées sur le

traitement des valeurs de débits observés aux droits des stations hydrométriques (**Guillot, 1980**).

Principe de la méthode

Le principe de la méthode est que le comportement de la loi de probabilité des débits maximum devenu asymptotique au comportement des pluies maximales journalière à partir de la crue du période de retour décennal (**Guillot, 1980**). Ce principe est appuyé sur la tendance la stabilisation de la capacité de rétention (devenir constante) des bassins-versants à partir de débit décennal (**Guillot & Duband, 1967**).

Les étapes de la méthode

Les étapes à suivre pour mettre en œuvre cette approche sont énumérées ci-dessous :

- Déterminer le gradex ‘a’ à partir de l’ajustement des précipitations maximales journalières (Pjmax) à la loi de Gumbel ($P_{j,max} (mm) = a \cdot \mu + b$ avec μ : représentant la variable réduite de Gumbel ($\mu = -\ln(-\ln(F))$)).
- Déterminer le débit décennal via l’ajustement des débits à la loi de Gumbel
- Convertir le débit décennal (m³/s) en lame d’eau (mm) en utilisant l’équation de

Transformation suivante :

$$R (mm) = Q * 3,6 * n (\text{heures}) / S (km^2) \dots\dots\dots (III.39)$$

Avec : n la moyenne des temps de base des hydrogrammes de crues observés

- Sur le même graphique d’ajustement des précipitations maximales, tracer une droite, en débutant par le débit décennal (T=10 ans), parallèle à la droite de Gumbel de la série des **Pj,max**.
- Tracer l’équation de la droite de Gumbel des débits dont la forme est la suivante :

$$Q_{\mu\%} = a \cdot \mu + b' \dots\dots\dots (III.40)$$

Avec :

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

- A partir de l’équation (III.11), on détermine les débits de différentes périodes de retour en mm.

Convertir les débits en m³/s par la formule de transformation suivante :

$$Q (m^3/s) = Q (mm) * S(km^2) / 3,6 * n (h) \dots\dots\dots (III.41)$$

- Calculer les débits de pointes de période de retour par la formule suivante :

$$Q_p (m^3/s) = Q (m^3/s) * P \dots\dots\dots (III.42)$$

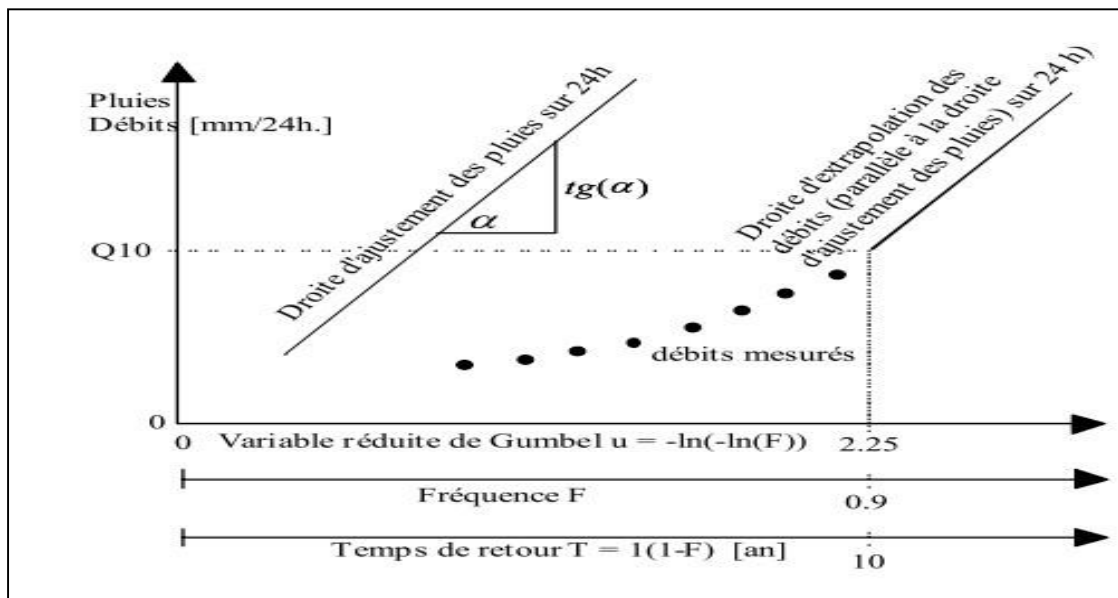


Figure III.13 : Ajustement des pluies et la droite d'extrapolation des débits (Laborde, 2000).

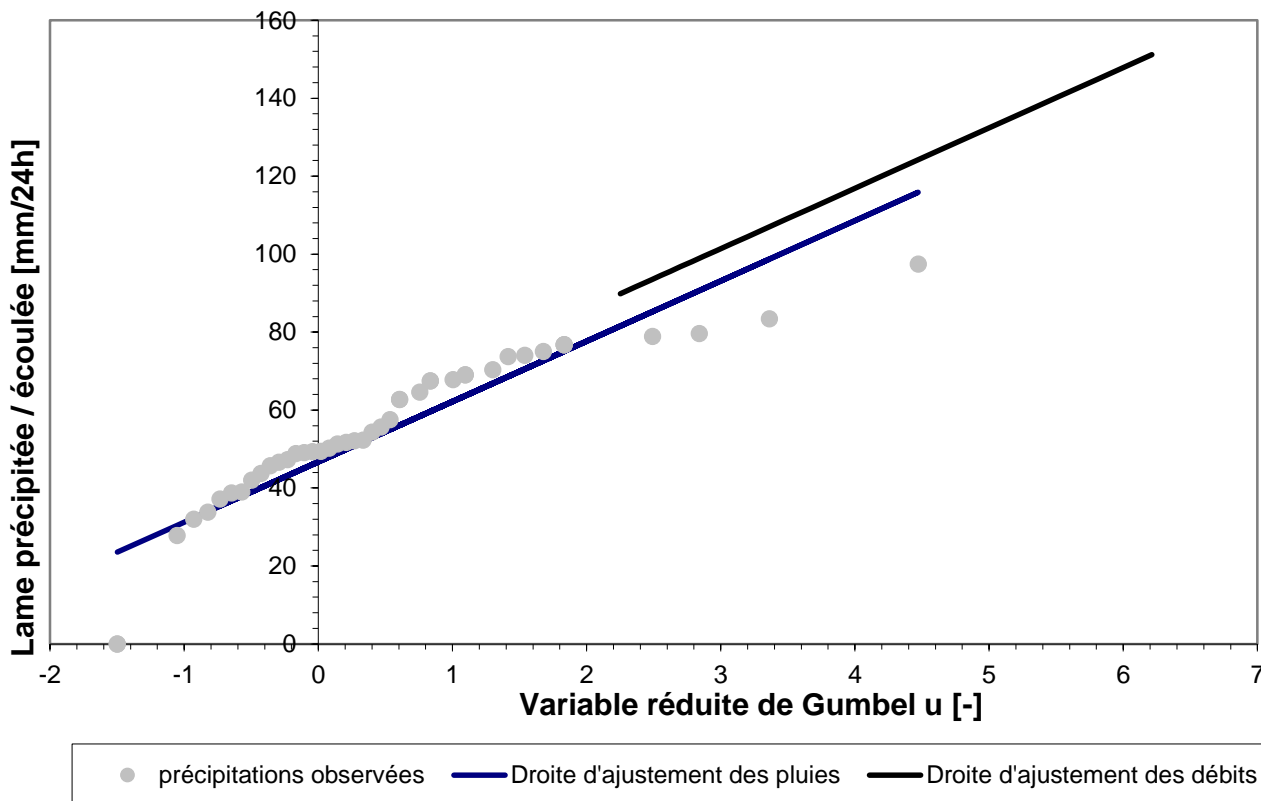


Figure III.14 : Ajustement des pluies et la droite d'extrapolation des débits.

Tableau III.29 : Résultats de calcul du débit fréquentiel.

Periode de retour	100	200	1000	10000
Variable réduit de Gumbel	4.6	5.29	6.91	9.21
Débit m ³ /s	2862.17	3056	3510.7	4156.32
QP m ³ /s	3139.8	3352.43	3851	4559.48

Hydrogramme de crue :

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

$$Q_t = Q \left(\frac{t}{t_m} \right)^n_{max\%} \dots\dots\dots (III.43)$$

Et l'autre pour la décrue exprimée par :

$$Q_t = Q \left(\frac{t_d-t}{t_d} \right)^m_{max\%} \dots\dots\dots (III.44)$$

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

Q_t: débit instantané à l'instant (t).

t_m, t_d : temps de montée et de descente..

m, n: Les puissances des paraboles pour les bassins de petits gabarits sont m = 3 et n = 2.

Temps de base :t_b= t_m+ t_d

On considère généralement que: t_d =5t_m, et t_m= t_c (pour des petits bassins).

On a donc:

t_m= t_c= 3.6h

t_d =5t_m=18h

t_b= t_m+ t_d=21.6h

pour construire l'hydrogramme des crues de oued Bousellam, on a utilisé les valeurs des débits de crues de différents fréquence, les résultats obtenue sont exposés dans le tableau :

Tableau III.30 : Variation de débit par diffèrent période de retour

Temp (h)	Débit de différents période de retour m ³ /s			
	100 ans	200 ans	1000ans	10000ans
0	-	-	-	-
1	351.81	258.68	297.15	351.81
2	1 407.25	1 034.70	1 188.58	1 407.25
3	3 166.31	2 328.08	2 674.31	3 166.31
3.6	4 559.48	3 352.43	3 851.00	4 559.48
4	1 477.30	1 577.34	1 811.92	2 145.27
5	1 182.81	1 262.91	1 450.73	1 717.62
6	930.31	993.31	1 141.04	1 350.96
7	716.58	765.10	878.89	1 040.58
8	538.37	574.83	660.32	781.80
9	392.48	419.05	481.38	569.94
10	275.65	294.31	338.09	400.28
11	184.66	197.17	226.49	268.16
12	116.29	124.16	142.63	168.87
13	67.30	71.85	82.54	97.73
14	34.46	36.79	42.26	50.04
15	14.54	15.52	17.83	21.11
16	4.31	4.60	5.28	6.25
17	0.54	0.57	0.66	0.78
0	-	-	-	-

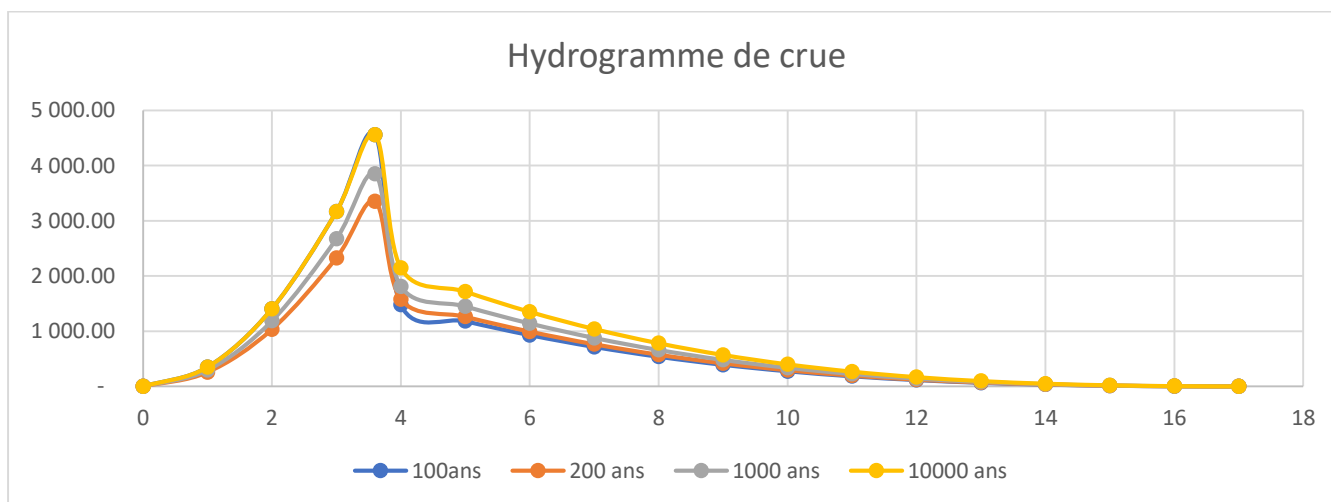


Figure III.15 :Hydrogramme de crue pour différents fréquence.

III.4 Régularisation :

L'étude de régularisation du petit barrage sur Oued Boussellam a pour objectif la détermination des dimensions du remblai et des ressources en eaux mobilisables pour l'eau potable et l'irrigation (volume utile) et ce en déterminant :

- les paramètres du barrage.
- le niveau normal de la retenue.

La méthode utilisée est celle du bilan hydrique, cette méthode nécessite les données suivantes :

- l'étude hydrologique (l'évaporation, les apports et leurs répartitions, les infiltrations).
- le traitement des levés topographiques (courbes caractéristiques du bassin versant).
- les besoins en eau pour l'eau potable.
- les besoins en eau pour l'irrigation.

III.4.1 Répartition annuelle de l'apport 80%

Le calcul se fait par la formule suivante :

$$Q_m = P_m \cdot C_e \cdot S \dots\dots\dots (III.45)$$

Q_m :apport liquide mensuel en hm³.

P_m :pluie mensuelle (mm).

S :surface du bassin versant (Km²).

C_e :coefficient d'écoulement.

$$C_e = \frac{L_e}{P}$$

Et :

L_e :lame écoulée.

P : pluie moyenne annuelle.

Les résultats de calculs sont donnés par le tableau suivant :

Tableau III.31 : Répartition mensuelle de l'apport moyen.

Mois	P mens	A (hm ³)	A (%)
Septembre	32	6.28	6.67
Octobre	37	7.26	7.71
Novembre	48	9.42	10.00
Décembre	78	15.30	16.25
Janvier	64	12.56	13.33
Février	54	10.60	11.25
Mars	52	10.20	10.83
Avril	48	9.42	10.00
Mai	39	7.65	8.13
Juin	14	2.75	2.92
Juillet	6	1.38	1.25
Août	8	1.57	1.67
Total	480	94.18	100.00

Tableau III.32 : Répartition mensuelle des besoins en eau d'irrigation.

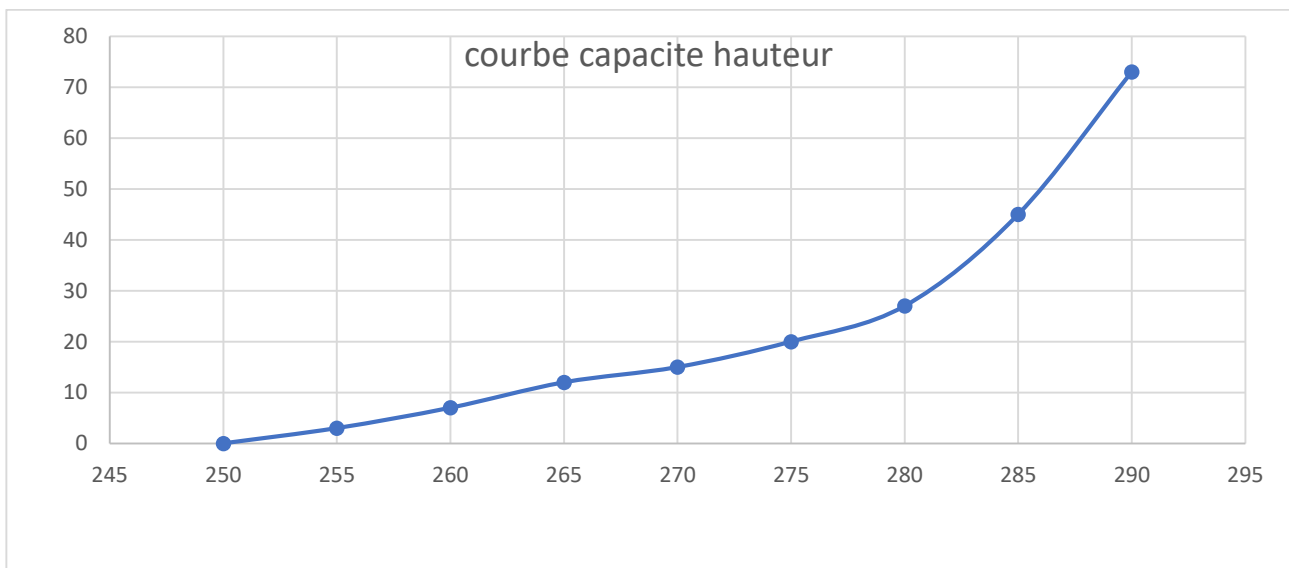
Besoins en eau	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
m3/ha	1.5	1.5	2	2	3	4.72	4	4	1.5	1.5	1.5	1.5	28.72

Tableau III.33 : Répartition mensuelle des besoins en eau.

Besoins en eau	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
m3/ha	1.5	1.5	2	2	2	3	4.5	4.5	1.5	1.5	1.5	1.5	27

Tableau III.34 : les coordonnées des courbes Hauteurs-Capacité-Surface.

Cote (m)	V(hm ³)	S(km ²)
250	0	0
255	3	1.67
260	7	3.10
265	12	4.35
270	15	5.68
275	20	6.93
280	27	8.04
285	45	8.82
290	73	9.37
295	87	9.88

**Figure III.15** : Courbe capacité hauteur.

III.4.2 Calcul du volume utile

Pour calculer le volume utile du barrage, nous avons besoin des éléments suivants :

- L'apport annuel A80%.
- La consommation totale.
- Le volume mort de la retenue.

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

Procédé de calcul :

- Identification de la période de bonne hydraulicité.
- Détermination des périodes excédentaires et déficitaires au cours d'un cycle hydrologique.
- Calcul des volumes excédentaires et déficitaires, appelés "Vs" et "Vd".
- Définition du mode de fonctionnement de la retenue et calcul du volume utile.

La période de bonne hydraulicité est celle du mois de Novembre jusqu'au mois d'Octobre. Les calculs se font comme suit :

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

Avec :

V_{rf} : Volume de remplissage final.

V_{ri} : Volume de remplissage initial.

S : Volume excédentaire à évacuer.

Remarque : Étant donné que nos apports sont supérieurs aux besoins, nous choisissons une régularisation saisonnière.

III.4.3 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

La capacité utile désigne la quantité d'eau pouvant être stockée dans le réservoir dans des conditions normales d'exploitation, c'est-à-dire au niveau normal de retenue (NNR). Le cycle d'alternance entre les périodes de remplissage et de vidange est appelé temps de fonctionnement. Ce processus inclut deux consignes d'exploitation spécifiques.

- **Première consigne d'exploitation :** Remplir le barrage pendant les crues jusqu'au NNR, puis restituer l'excédent d'eau via l'évacuateur de surface. Le niveau de remplissage initial est fixé au niveau de remplissage final déterminé chaque mois, en tenant compte du NNR et du volume mort (NVM) à ne pas dépasser. 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 :** Évacuer les eaux excédentaires par l'évacuateur de surface.

Les résultats du calcul de la régularisation saisonnière sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.35 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes									
Mois	W (hm3)	U (hm3)	W-U (hm3)	1ere consigne			2eme consigne		
				Vrf (hm3)	Vri (hm3)	S (hm3)	Vrf (hm3)	Vri (hm3)	S (hm3)
				4.27	4.27		4.27	3.35	0.92
Sep	3.92	3	0.92	5.19	5.19		4.27	2.19	2.08
Oct	4.53	3	1.53	6.72	6.72		4.27	4.27	
Nov	5.87	3	2.87	9.59	9.59		6.59	6.59	
Dec	9.54	3	6.54	16.13	16.13		13.13	13.13	
Jan	7.83	3	4.83	20.96	20.96		17.96	17.96	
Fev	6.61	3	3.61	24.57	24.57		21.57	21.57	
Mars	6.36	4	2.36	25.8	26.93	1.13	23.93	23.93	
Avl	5.87	4	1.87	25.8	27.67	1.87	25.8	25.8	
Mai	4.77	5	-0.23	25.57	25.57		25.57	25.57	
Juin	1.71	7.72	-6.01	19.56	19.56		19.56	19.56	
Jull	0.73	8.5	-7.77	11.79	11.79		11.79	11.79	
aout	0.98	8.5	-7.52	4.27	4.27		4.27	4.27	
Total	58.72					3			3

Du tableau précédent, il ressort :

$$V_s = 24.53 \text{ M m}^3. V_d = 21.53 \text{ M m}^3.$$

Par conséquent, le barrage fonctionne en un seul cycle de régulation.

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

$$V_u = 21.53 \text{ M m}^3$$

Le volume du barrage normal sera :

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

$$D'où : V_{NNR} = V_m + V_u = 4.27 + 21.53 = 25.8 \text{ M m}^3$$

III.4.4 Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes)

Avec identification de deux types de pertes distincts :

- Pertes par évaporation.
- **Pertes** par infiltration.

A) Pertes par évaporation :

Nous avons :

$$V_{ep} = S_{moy} \times E_s \dots \dots \dots \text{(III.46)}$$

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.

$$V_m = \frac{V_{rfi} + V_{rfi+1}}{2} \dots \dots \dots \text{(III.47)}$$

V_{rfi} et V_{rfi+1} : les volumes de la retenue de deux mois successifs.

B) Pertes par infiltration

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{inf} = \frac{\delta \times V_{moy}}{100} \dots \dots \dots \text{(III.48)}$$

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_{rfi+1} : Les volumes de la retenue de deux mois successifs.

Tableau III.36 : Régularisation saisonnière avec pertes.

Moi	A(80%)	U20	Pert	A-	1 ere consigne			2eme consigne		
					Vrf	Vri	S	Vrf	Vri	S
Sep	3.92	3	0.18	1,77	5.19	4.2		4.27	4.27	2.0
Oct	4.53	3	0.19	4,42		5.1		4.27	4.27	0.9
Nov	5.87	3	0.20	5,29	6.72	6.7		5.19	5.19	
Dec	9.54	3	0.18	5,50	9.59	9.5		6.72	6.72	
Jan	8.83	3	0.18	3,79	16.1	16.		9.59	9.59	
Feb	6.61	3	0.04	3,85	20.9	20.		16.13	16.13	
Mar	6.36	5.5	0.18	-0,99	24.5	24.		20.96	20.96	
Avr	5.87	5.5	0.19	-3,26	25.8	26.	1	24.57	24.57	
Mai	4.5	5.5	0.20	-3,47	25.8	27.	1	25.8	25.8	
Juin	1.76	8	0.18	-3,57	25.5	25.		25.8	25.8	
Juil	0.73	8.5	0.18	-3,01	19.5	19.		25.57	25.57	
Aou	0.98	8.5	0.04	-1,69	11.7	11.		19.56	19.56	
					4.27	4.2		11.79	11.79	
							3	4.27	4.2	3

Du tableau précédant, il ressort :

$$V_s = 24.53M \text{ m}^3.$$

$$V_d = 21.53 M \text{ m}^3.$$

Donc, le barrage fonctionne à un seul temps. $V_s > V_d$ alors

on prend $V_u = V_d$

$$V_u = 21.53 Mm^3$$

Le volume normal du barrage sera : $V_{NNR} =$

$$V_u + V_m$$

$$D'où : V_{NNR} = V_m + V_u = 21.53 + 4.27 = 25.8 Mm^3$$

III.5 Laminage des crues

Le calcul du laminage des crues est conçu pour diminuer la taille et les coûts de l'ouvrage d'évacuation tout en maintenant la sécurité globale de l'aménagement. Cela implique d'optimiser la capacité de stockage temporaire de la retenue et de réguler le débit de déversement en fonction de l'apport de crue entrant.

$$Qdt=q.d t+S.dh \dots\dots\dots(III.49)$$

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 cumule à l'instant t est :

$$Q-q=S.dh /dt \dots\dots\dots(III.50)$$

dh/dt :La vitesse de remplissage ou de montée de la retenue.

Il existe plusieurs méthodes de calcul telles que celles de Hildenblate, Sorensen, Blakmore, Kotcherine, Patapov, Step by step, Muskingum, ainsi que d'autres. Nous optons pour la méthode de Muskingum.

III.5.1Méthode de Muskingum (Fread, D.L. 1993)

III .5.1.1Laminage 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. L'équation de la quantité de mouvement est formulée comme suit :

$$\frac{dQ}{dt} + \frac{d}{dx}\left(\frac{Q^2}{A}\right) + gA \frac{dy}{dx} = gA(S_0 - Sf) + q \frac{Q}{A} \dots\dots\dots(III.51)$$

L'équation de conservation de la masse est formulée comme suit :

$$\frac{da}{dt} + \frac{dQ}{dx} = q \dots\dots\dots(III.52)$$

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

Chacun des cinq termes de l'équation (III.37) a la signification suivante :

- a) Le premier terme représente l'accélération locale du débit au fil du temps, indiquant la vitesse à laquelle le débit de crue change. Par exemple, si le débit augmente de 1 m³/s à 2 m³/s en une heure, ce terme est calculé comme $(1 \text{ m}^3/\text{s} - 2 \text{ m}^3/\text{s}) / 3600 \text{ s} = -0.000277 \text{ m}^3/\text{s}$. Bien que relativement faible dans cet exemple, l'importance de ce terme doit être comparée à celle des autres termes de l'équation.
- b) Le deuxième terme représente l'accélération convective, qui se manifeste lorsqu'il y a un changement dans la géométrie du tronçon (élargissement ou rétrécissement). En l'absence de changement de section, ce terme peut être négligé.
- c) Le troisième terme exprime le bilan des forces de pression dues à la variation de la profondeur y le long de l'abscisse x.
- d) Le terme 4 décrit l'effet combiné des forces gravitationnelles (S₀) et des forces de frottement (S_f).
- e) Le terme 5 exprime la variation de la quantité de mouvement due à l'entrée ou à la sortie d'eau sur le côté latéral.

La résolution des équations 1 et 2 peut présenter des défis pratiques et numériques, comme souligné par Cunge et Wegner en 1964. Pour faciliter l'application dans divers contextes, des études ultérieures, notamment celles de Cunge et al. en 1980, suggèrent souvent la négligence des trois premiers termes de l'équation 26 pour la plupart des crues fluviales. Ainsi, sans apport de débit latéral, l'équation 26 peut être simplifiée à :

$$S_0 = S_f \dots \dots \dots \text{(III.53)}$$

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

$$L - O = \frac{ds}{dt} \dots \dots \dots \text{(III.54)}$$

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

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

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

L'équation 50 illustre de manière directe le principe de conservation de la masse, abordé dans le chapitre 1 : la variation du stockage est équivalente à la différence entre les débits entrants et sortants

III.5.2 méthode de Muskingum

Après avoir intégré sur un intervalle de temps court entre deux instants t1 et t2, l'équation 29 se formule de la manière suivante :

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

$$S_2 - S_1 = \left(\frac{I_1 + I_2}{2} - \frac{O_1 + O_2}{2} \right) \times \Delta t \dots \dots \dots \text{(III.55)}$$

Pour résoudre le problème, il faut trouver O_1 et O_2 à partir des valeurs de I_1 et I_2 disponibles. L'équation 32 est pertinente uniquement si une fonction d'emmagasinement est disponible pour calculer S_1 et S_2 .

III.5.2.1 Principe de la méthode de solution

Le phénomène de laminage à travers un réservoir se produit en raison de la restriction qui limite le débit de sortie, que ce soit par le fond, une vanne ou un orifice. Dans le cas d'un barrage-déversoir de grande surface, même un débit d'entrée important ne provoque qu'une faible variation de la hauteur d'eau. Cette hauteur d'eau dans le réservoir détermine précisément le débit de sortie, contribuant ainsi au laminage. Lorsque le déversoir est doté d'une contraction latérale, le laminage est encore plus notable.

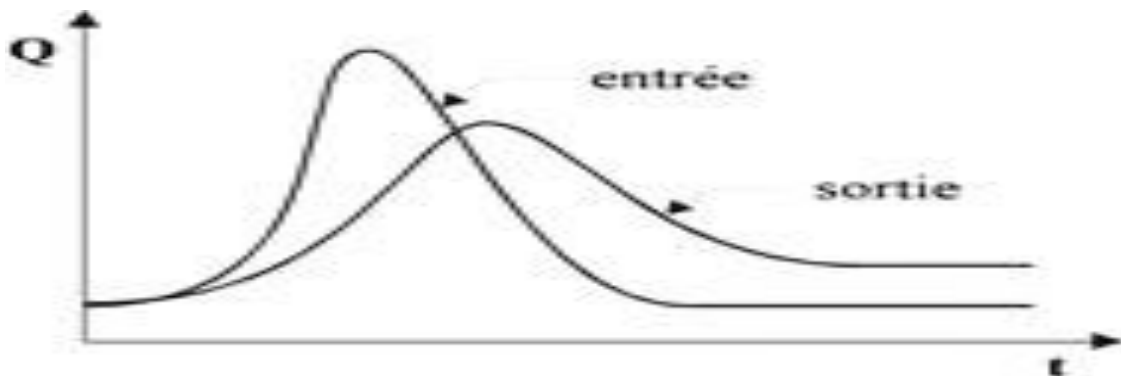


Figure III.16: Laminage à travers un barrage

Pour exprimer le bilan d'eau, on peut réécrire l'équation III.45 de la manière suivante :

Cette équation permet de résoudre une partie du problème en calculant la quantité inconnue $[2S_2 / \Delta t + O_2]$ à partir d'autres quantités connues présentes dans le membre de droite. Les indices 1 et 2 désignent le début et la fin d'un intervalle de temps I_1 et I_2 . Les débits d'entrée au début et à la fin de l'intervalle sont connus car l'hydrogramme d'entrée du réservoir est supposé être connu en tout temps. S_1 et O_1 sont connus car ce sont les conditions initiales avant le début de la crue. Pendant la crue, S_1 et O_1 sont déterminés de manière récursive par les calculs. Le stockage et le débit de sortie au début d'un intervalle sont calculés à la fin de l'intervalle précédent. Il est possible de construire pour chaque réservoir sa propre courbe caractéristique

Cette courbe est indépendante de l'hydrogramme d'entrée du réservoir.

Elle est uniquement fonction des caractéristiques géométriques du réservoir et de sa configuration d'évacuation. Comme cela sera démontré dans les deux paragraphes suivants, le stockage S et le débit de sortie dépendent de la profondeur h dans le réservoir. Nous choisissons arbitrairement plusieurs valeurs de h pour couvrir de manière adéquate les variations observées pendant les crues, et nous

Construisons le tablea

Tableau III.37: 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	$2S_n / \Delta t + O_n$

III.5.2.2 Calcul du débit de sortie

Il existe diverses méthodes pour évacuer l'eau des réservoirs. En général, on peut les classer dans l'une des deux catégories suivantes :

- 1) Évacuation à surface libre à travers un déversoir (voir figure III.15). Dans cette configuration, le débit de sortie est déterminé par une relation de type :

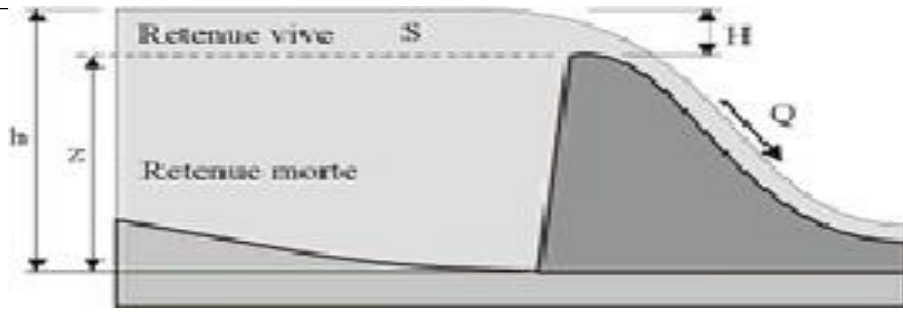


Figure III.17 :Evacuateur à surface libre.

$$Q=CBH^{3/2} = CB (h - z)^{3/2} \dots\dots\dots(III .54)$$

ou :

- C : un coefficient qui prend en compte la configuration spécifique du déversoir.
- B : la largeur du déversoir.
- H : la hauteur de la charge d'eau au-dessus de la crête z en amont du déversoir.
- h : la profondeur de l'eau en amont du déversoir.

2) Évacuation par le fond via une vanne ou un orifice, où le débit est déterminé par une relation similaire à :

$$Q=mA \sqrt{2gh} \dots\dots\dots(III.55)$$

Ou :

m : constante de débit.

A : section d'écoulement.

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

III.5.2.3 Calcul du volume stocké

Lorsque la section A du réservoir est fixe, le calcul du volume stocké S pour une profondeur h spécifique se réalise avec la formule suivante :

$$S=A \times h \dots\dots\dots(III.56)$$

C'est souvent le cas pour les bassins de rétention artificiels construits en milieu urbain.

En revanche, pour les réservoirs naturels, les courbes d'emmagasinement présentent une forme différente en raison de la nature non verticale de leurs berges.

$$S=a_0+a_1h+a_2h^2+a_3h^3+\dots+a_nh^n \dots\dots\dots(III.57)$$

Les coefficients $a_0, a_1, a_2, \dots, a_n$, spécifiques à chaque réservoir, doivent être calculés à partir des relevés géodésiques effectués sur le fond et les berges du réservoir.

Que la section soit constante ou variable selon la profondeur, avoir la connaissance de h permet de calculer le volume stocké.

Application de la méthode de Muskingum pour une largeur de déversoir $b=85m$

Le débit de sortie est calculé par la relation suivante

$$Q = mb\sqrt{2gH^{3/2}} \dots \dots \dots (III.58)$$

Pour $b=85m$ et $m = 0.49$ et $Q = 184.5 H^{3/2}$

La courbe de capacité en fonction de la hauteur peut être représentée par une équation linéaire (figure III.16) avec un coefficient de corrélation $r^2 = 0.9981$ entre les altitudes 294.5m NGA et 305.5m NGA.

$$V (Mm^3) = 0.0148H^2 - 4.0692H \dots \dots \dots (III.59)$$

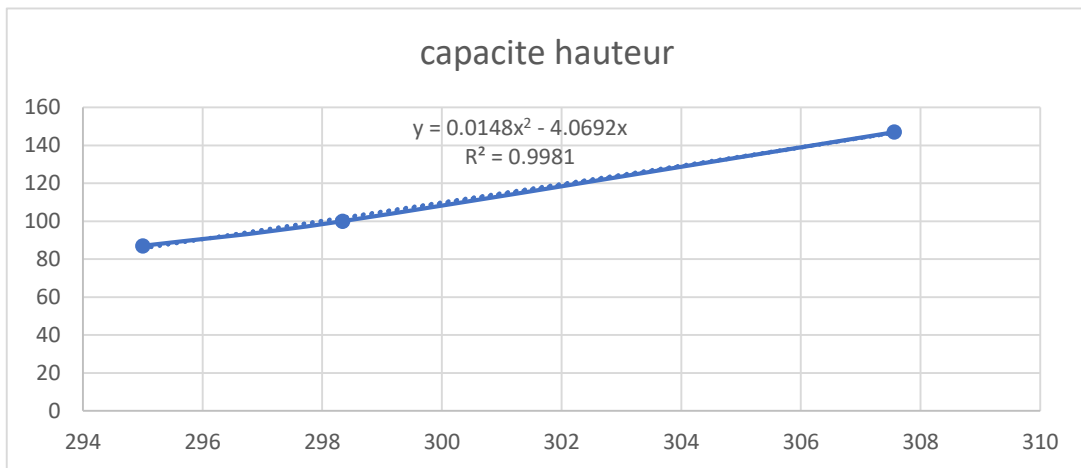


Figure III.18 : Modélisation de la courbe capacité- hauteur

La première étape consiste à dessiner graphiquement la courbe caractéristique du barrage.

$$f(Q_s) = (2S/\Delta t + Q_s) :$$

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

La valeur maximale de débit d'entrée $Q_e = 3851 m^3/s$ nous donne la plage à couvrir avec le variable H : $3851 = 184.5 H^{3/2}$, soit $H_{max} = 7.58 m$.

Les résultats obtenus pour des valeurs choisies de H sont donnés dans le **tableau III.38**

Tableau III.38 : Courbe caractéristiques du barrage.

H	cote	A km ²	S m ³	Q m ³ /s	2S/Δt+Q
1.32	295.82	1.32	1742400	296.2457	1264.246
1.58	296.08	1.58	2496400	387.9509	1774.84
1.84	296.34	1.84	3385600	487.5486	2368.437
2.1	296.6	2.1	4410000	594.4566	3044.457
2.36	296.86	2.36	5569600	708.2053	3802.428
2.62	297.12	2.62	6864400	828.4058	4641.961
2.88	297.38	2.88	8294400	954.7286	5562.729
3.14	297.64	3.14	9859600	1086.89	6564.446
3.4	297.9	3.4	11560000	1224.643	7646.865
3.66	298.16	3.66	13395600	1367.769	8809.769
3.92	298.42	3.92	15366400	1516.074	10052.96
4.18	298.68	4.18	17472400	1669.382	11376.27
4.44	298.94	4.44	19713600	1827.535	12779.53
4.7	299.2	4.7	22090000	1990.389	14262.61
4.96	299.46	4.96	24601600	2157.812	15825.37
5.22	299.72	5.22	27248400	2329.684	17467.68
5.48	299.98	5.48	30030400	2505.89	19189.45
5.74	300.24	5.74	32947600	2686.328	20990.55
6	300.5	6	36000000	2870.9	22870.9
6.26	300.76	6.26	39187600	3059.516	24830.4
6.52	301.02	6.52	42510400	3252.09	26868.98
6.78	301.28	6.78	45968400	3448.544	28986.54
7.04	301.54	7.04	49561600	3648.801	31183.02
7.3	301.8	7.3	53290000	3852.791	33458.35

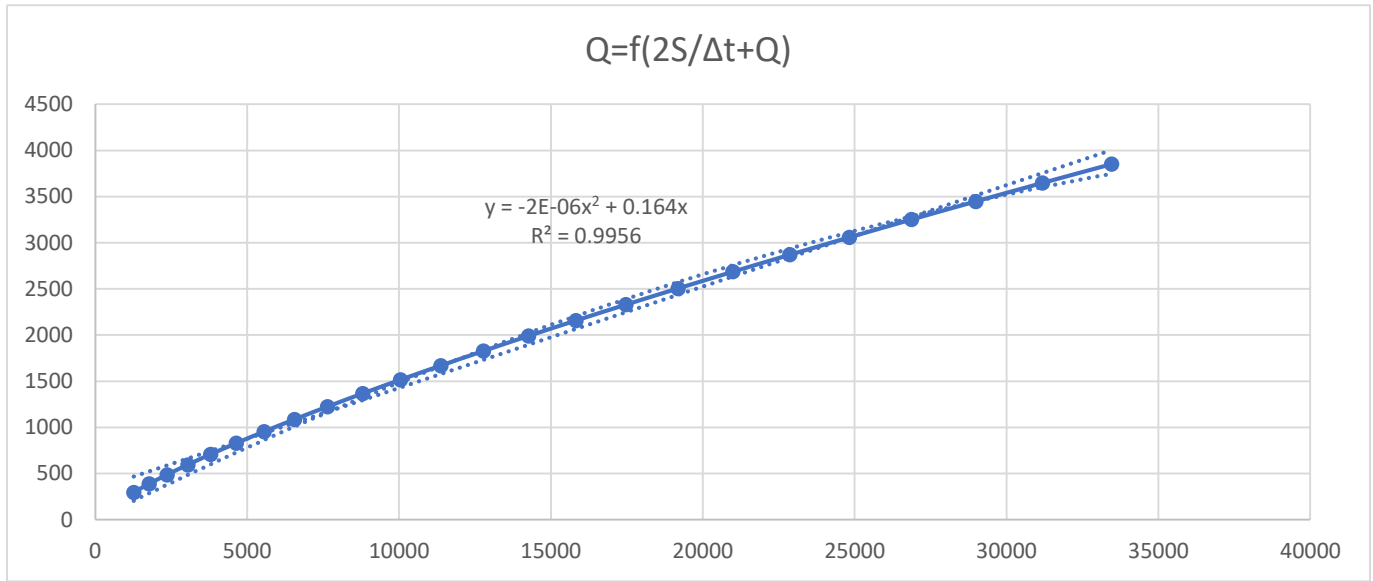


Figure III.17: Courbe caractéristique du barrage

$$2\frac{S_2}{\Delta t} + O_2 = I_1 + I_2 + 2\frac{S_2}{\Delta t} + O_1 - 2O_1 \dots \dots \dots (III.60)$$

On détermine l'hydrogramme laminée (Tableau III.39) :

Tableau III.39 : Calcul de l'hydrogramme laminé.

t (h)	I	I1+I2	2S/Δt+Q	2S/Δt+Q-2Q	Q
0	297.15	1485.73	1339	744.7	297.15
1	1188.58	3862.89	2230.43	1554.74216	337.841573
2	2674.31	6525.31	5417.63	3810.95051	803.338726
3	3851.00	5662.92	10336.26	7372.56733	1481.84437
4	1811.92	3262.65	13035.49	9368.22978	1833.63105
5	1450.73	2591.77	12630.88	9067.22765	1781.82745
6	1141.04	2019.93	11658.99	8346.88272	1656.05509
7	878.89	1539.21	10366.81	7394.99324	1485.90779
8	660.32	1141.70	8934.20	6347.47017	1293.36724
9	481.38	819.46	7489.17	5299.17269	1094.99742
10	338.09	564.58	6118.63	4312.64037	902.996185
11	226.49	369.12	4877.22	3425.53426	725.840861
12	142.63	225.17	3794.65	2656.97649	568.838988
13	82.54	124.80	2882.15	2012.78814	434.679135
14	42.26	60.09	2137.59	1489.63276	323.978152
15	17.83	23.11	1549.72	1078.1408	235.790648
16	5.28	5.94	1101.25	765.152705	168.049689
17	0.66	0.66	771.10	535.249994	117.922806
18	0.00	0.00	535.91	371.745885	82.0822157

- Hydrogramme de cure

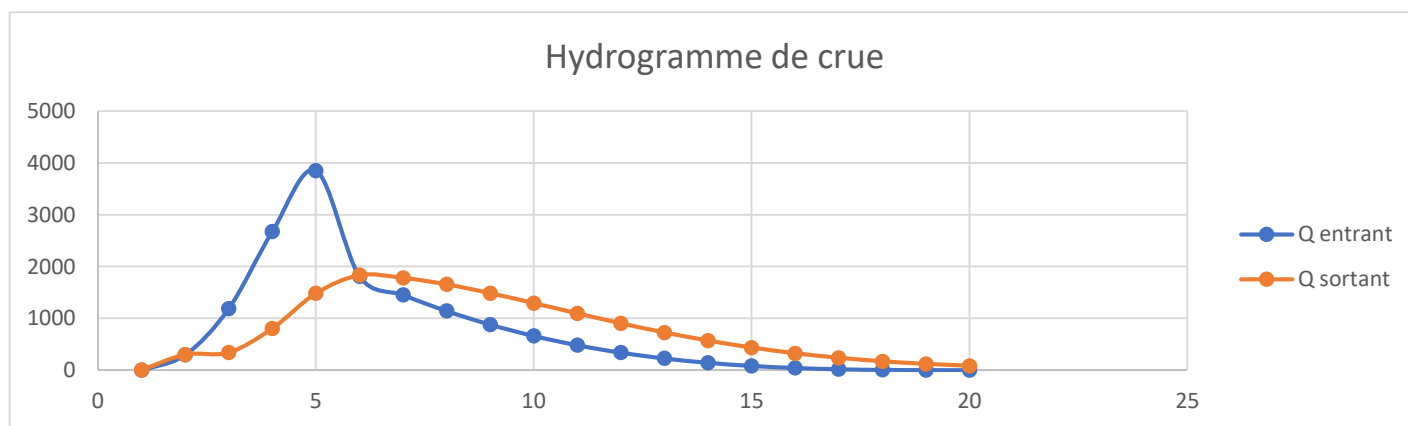


Figure III.20 : Hydrogramme de crue

Les calculs des hydrogrammes laminés pour différentes largeurs B sont indiqués dans le tableau III-40.

Tableau III.40 : Hydrogramme d'entrée et les hydrogrammes de sorties.

Hydrogramme d'entrée								
			Hd=4.62 m	Hd=4.34 m	Hd=4.33 m	Hd=4.32 m	Hd=4. 29m	Hd=4.2 7m
Temps(h)	Q	Q1+Q2	B=85m	B=90m	B=95m	B=100m	B=10 5m	B=110 m
0	0	297.15	297.15	216.2	217.4	230.6	214.4	217.6
1	297.15	1485.73	337.8	303.5	316.9	335.0	339.4	353.4
2	1188.58	3862.89	803.3	788.5	832.9	879.0	913.8	956.4
3	2674.31	4486.23	1481.8	1444.5	1530.7	1615.4	1687.2	1765.9
4	1811.92	3262.65	1833.6	1769.3	1865.5	1956.1	2032.0	2111.2
5	1450.73	2591.77	1781.8	1738.4	1807.2	1867.4	1913.7	1958.0
6	1141.04	2019.93	1656.1	1637.1	1676.9	1707.3	1726.1	1740.5
7	878.89	1539.21	1485.9	1488.2	1500.7	1504.8	1501.1	1492.4
8	660.32	1141.7	1293.4	1309.8	1299.4	1282.9	1262.8	1238.5
9	481.38	819.47	1095.0	1117.8	1090.2	1059.8	1029.5	996.5
10	338.09	564.58	903.0	925.6	887.2	849.0	814.0	778.0
11	226.49	369.12	725.8	744.0	700.5	659.7	624.3	589.1
12	142.63	225.17	568.8	580.7	536.6	497.1	463.9	432.0
13	82.54	124.8	434.7	440.2	398.8	362.8	333.6	306.1
14	42.26	60.09	324.0	324.3	287.3	256.2	231.6	209.0
15	17.83	23.11	235.8	232.4	200.9	175.1	155.1	137.1
16	5.28	5.94	168.0	162.5	136.6	115.9	100.2	86.3
17	0.66	0.66	117.9	111.6	90.9	74.7	62.8	52.5
18	0	0	82.1	75.8	59.7	47.5	38.7	31.2

Tableau III.41 : Hydrogramme d'entrée et les hydrogrammes de sorties.

Hydrogramme d'entrée						
			Hd=4.22 m	Hd=4.1m	Hd=4m	Hd=3.9m
Temps(h)	Q	Q1+Q2	B=115m	B=120m	B=125m	B=130m
0	0	297.15	216.7	216.8	226.3	226.3
1	297.15	1485.73	360.9	366.0	376.6	386.1
2	1188.58	3862.89	986.0	993.1	1022.5	1068.7
3	2674.31	4486.23	1822.0	1797.7	1851.0	1939.5
4	1811.92	3262.65	2166.2	2123.3	2175.8	2260.4
5	1450.73	2591.77	1985.9	1971.5	1998.3	2036.0
6	1141.04	2019.93	1746.5	1753.7	1758.8	1759.9
7	878.89	1539.21	1482.6	1501.2	1490.5	1466.7
8	660.32	1141.7	1218.8	1239.9	1219.4	1182.0
9	481.38	819.47	972.0	989.7	964.9	922.8
10	338.09	564.58	752.4	764.1	739.0	698.3
11	226.49	369.12	565.0	570.6	547.6	511.6
12	142.63	225.17	410.7	411.5	391.9	362.0
13	82.54	124.8	288.2	285.9	270.0	246.1
14	42.26	60.09	194.4	190.5	178.1	159.8
15	17.83	23.11	125.7	121.3	112.0	98.4
16	5.28	5.94	77.7	73.6	66.8	57.0
17	0.66	0.66	46.1	42.8	38.0	31.2
18	0	0	26.8	24.2	20.9	16.4

Les paramètres de chaque largeur du déversoir, incluant le débit évacué, le volume forcé, et la lame déversée, sont présentés dans le tableau ci-dessous :

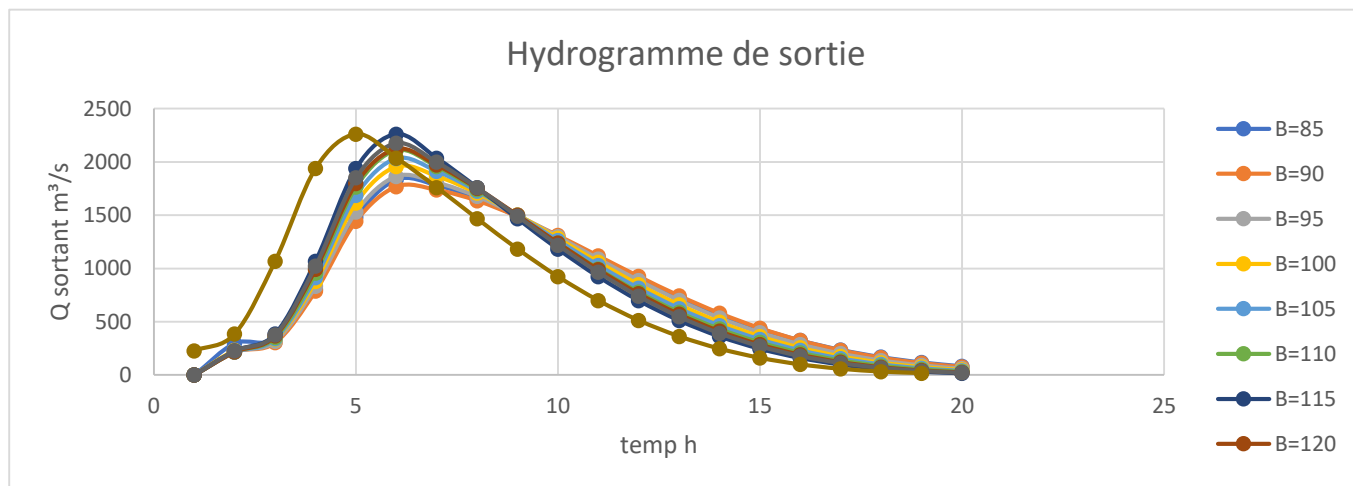


Figure III.21 : Hydrogrammes de sorties

Tableau III.41 Tableau récapitulatif des résultats de la méthode de Muskingum

b (m)	H (m)	NPHE (m)	q (m³/s)	Vf_{forcé} (Mm³)
85	4.62	305.12	1833.6	4.62
90	4.34	304.84	1769.3	4.34
95	4.33	304.83	1865.5	4.33
100	4.32	304.82	1956.1	4.32
105	4.29	304.79	2032.0	4.29
110	4.27	304.77	2111.2	4.27
115	4.22	304.72	2166.2	4.22
120	4.1	304.61	2123.3	4.1
125	4	304.6	2175.8	4
130	3.9	304.59	2260.4	3.9

III.6 Etude d'optimisation

L'objectif de l'étude d'optimisation est de trouver la largeur optimale de l'évacuateur de crue correspondant à la hauteur optimale de la digue, afin de minimiser les coûts de l'aménagement. Le calcul implique d'évaluer le coût approximatif de l'ouvrage pour différentes largeurs de déversoir correspondant à différentes hauteurs de la digue.

III.6.1 Revanche

C'est la zone située entre la crête du barrage et la côte des plus hautes eaux. Cette zone dépend de la hauteur des vagues H, de la vitesse du vent U, et de la vitesse de propagation des vagues V dans la retenue. La revanche minimale est calculée par la relation suivante :

III.6.2 Calcul de la revanche

Différentes formules sont employées pour calculer la revanche :

a) Formule de STEVENSON GAILLARD :

$$R = 0.75H + \frac{V^2}{2g}$$

$$H = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{F} - 0.26 \cdot \sqrt[4]{F} \dots\dots\dots(\text{III. 61})$$

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

F : Largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et la direction du barrage appelée Fetch qui doit être inférieure à 18 km.

$$F = 1,5\text{km.}$$

A.N:

$$H = 0.88$$

$$V = 1.5 + 2 \cdot H = 1.5 + 2 \times 0.88 = 3,26\text{m/s}$$

Donc:

$$R = 0,75 \times 3,25 + \frac{3,26^2}{19,62} = 1,2\text{m.}$$

b) Formule de MALLET et PAQUANT :

$$R = 0.75H + \frac{V^2}{2g} + S$$

$$H = 0.5 + 0.33\sqrt{1.5} = 0.9\text{m}$$

$$V = 1,5 + 0.66 \cdot H = 1,5 + 0.66 \cdot 0,88 = 2.1\text{m/s}$$

$$R = 0.75 \times 0.9 + \frac{2,1^2}{19,62} = 1,39\text{m.}$$

c) Formule Simplifiée :

$$R = 1 + 0.3\sqrt{F}$$

$$R = 1 + 0.3\sqrt{1.5} = 1,37\text{m.}$$

On choisit la valeur la plus proche de la moyenne. Ainsi : **R=1,37m**

III.6.3 Tassement

Le tassement est calculé grâce aux formules suivantes :

- $T = 0.015 H_b$ (III. 62)
- $T = 0.001 H_b^{3/2}$(III. 63)

D'où :

T=Tassement de la crête du barrage.

H_b =Hauteur du barrage.

Tableau III.42 : Tableau récapitulatif des résultats de tassement.

b	H	NPHE	T	T
(m)	(m)	(m)	$0.015 H_b$	$0.001 H_b^{1.5}$
85	4.62	305.12	0.827	0.409
90	4.34	304.84	0.823	0.406
95	4.33	304.83	0.822	0.406
100	4.32	304.82	0.822	0.406
105	4.29	304.79	0.822	0.406
110	4.27	304.77	0.822	0.405
115	4.22	304.72	0.821	0.405
120	4.1	304.61	0.819	0.404
125	4	304.6	0.819	0.403
130	3.9	304.59	0.819	0.403

Commentaire : pour des raisons de sécurité et de construction de nature de sol on prend la valeurs max T=0.78m.

III.6.4 Largeur en crête

La crête d'un barrage facilite la circulation une fois la construction terminée. Elle joue un rôle essentiel dans la finition du barrage, nécessitant l'utilisation d'équipements de compactage. Le niveau de la crête définit la hauteur maximale que le barrage atteindra à sa complétion.

La largeur de la crête est influencée par plusieurs facteurs, tels que les risques de tremblement de terre et la longueur minimale du chemin d'infiltration, garantissant ainsi un gradient hydraulique suffisamment faible à travers le barrage lorsque le réservoir est plein. Les formules suivantes permettent d'évaluer la largeur de la crête :

- Formule T.KNAPPEN $b=1,65H_b^{0.5}$(III.64)
- Formule E.F.PREECE $b=1,1H_b^{0.5}+1$(III.65)
- Formule SIMPLIFIEE $b=3,6.H^{1/3}-3$(III.66)

Les résultats des calculs basés sur les différentes relations sont résumés ci-après :

$$H_b = NNR - C_f + h_{dév} + R + t..... (III. 68)$$

Tableau III.43 : Variation de la hauteur du barrage.

b	H	NPHE	q	V forcé	R	T	Cote de la crête	Hb
(m)	(m)	(m)	(m ³ /s)	(Mm ³)	(m)	(m)	(m)	(m)
85	4.62	305.12	1833.6	4.62	1.37	0.827	300.5	87.317
90	4.34	304.84	1769.3	4.34	1.37	0.823	300.5	87.033
95	4.33	304.83	1865.5	4.33	1.37	0.822	300.5	87.022
100	4.32	304.82	1956.1	4.32	1.37	0.822	300.5	87.012
105	4.29	304.79	2032	4.29	1.37	0.822	300.5	86.982
110	4.27	304.77	2111.2	4.27	1.37	0.822	300.5	86.962
115	4.22	304.72	2166.2	4.22	1.37	0.821	300.5	86.911
120	4.1	304.61	2123.3	4.1	1.37	0.819	300.51	86.799
125	4	304.6	2175.8	4	1.37	0.819	300.6	86.789
130	3.9	304.59	2260.4	3.9	1.37	0.819	300.69	86.779

Tableau III.44: Résultats des largeurs en crête obtenues par les formules précédentes.

Formules utilisées	La largeur en crête b(m)										
	85m	90m	95m	100m	105m	110m	115m	120m	125m	130m	85m
KNAPPEEN	15.42	15.39	15.39	15.39	15.39	15.39	15.38	15.37	15.37	15.37	15.42
E .F.PREECE	11.279	11.262	11.261	11.261	11.259	11.258	11.255	11.248	11.248	11.247	11.279
Simplifiée	12.97	12.95	12.95	12.95	12.95	12.95	12.95	12.94	12.94	12.94	12.97
En pratique	15.57	15.55	15.55	15.55	15.54	15.54	15.54	15.53	15.53	15.53	15.57

On opte pour une largeur optimale égale à 13.8m.

III.6.5 Coût de la digue

À partir du profil longitudinal de l'axe du barrage, on détermine les volumes de la digue associés aux différentes largeurs de déversoir en appliquant les formules suivantes :

$$V_b = \sum V_i \dots\dots\dots (III.69)$$

Avec :

$$V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \times L$$

V_i : le volume de barrage à la cote i .

L_i : distance entre deux coupes voisines.

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

$$S = \frac{b + B_i}{2} \times H_i \dots\dots\dots (III.70).$$

B_i : largeur de base, donnée par : $B_i = (m_1 + m_2)H_i + b \dots\dots\dots (III.71).$

m_1, m_2 : fruits de talus amont et aval du barrage. ($m_1=1, m_2=1.5$).

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

$$H_i = NNR - C_f + R + H_d + t \dots\dots\dots (III.72).$$

Les volumes de la digue correspondant aux différentes largeurs sont indiquées dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.45: Coût de la digue.

B (m)	Hb (m)	Vb (m3)	Coût (106 DA)
85	87.317	1911.37	668.98
90	87.033	2122.73	742.96
95	87.022	2340.02	819.01
100	87.012	2557.28	895.05
105	86.982	2773.86	970.85
110	86.962	2990.62	1046.72
115	86.911	3206.15	1122.15
120	86.799	3419.01	1196.65
125	86.789	3635.59	1272.46
130	86.779	3852.12	1348.24

Pour les frais des talus de la digue amont et aval on prend respectivement 1 et 1.5 mètre.

III.7 Coût de l'évacuateur de crues

III.7.1 Coût du déversoir

Nous avons choisi le déversoir de type **Greager**, car il s'adapte mieux à l'écoulement de la lame d'eau, qui suit toujours ce type de profil. Cela permet de réduire les risques liés aux phénomènes hydrauliques susceptibles de causer des dommages importants et d'affecter la stabilité de l'ouvrage.

La section transversale du déversoir est déterminée en schématisant le profil pour la charge déversante, en utilisant l'équation suivante :

$$\frac{Y}{H} = 0.47 \left(\frac{X}{H}\right)^{1.8} \dots\dots\dots (III.73)$$

H : Charge sur le seuil ;

Y : Ordonnée du profil (m) ; X : Abscisse du profil (m). Le volume du déversoir sera :

$$V_d = S \times B \dots\dots\dots (III.74)$$

S: Section transversal (m²).

B : Largeur De déversoir (m).

En considérant que le coût d'un mètre cube de béton armé est de 35,000 DA, le tableau suivant représente le coût du déversoir pour différentes largeurs :

Tableau III.46 : Coût de déversoir.

B (m)	Hd (m)	S (m ²)	V (m3)	Coût (10 ⁶ DA)
85.00	4.62	93.90	7981.50	27.935
90.00	4.34	78.57	7671.30	26.750
95.00	4.33	78.06	7415.70	25.955
100.00	4.32	77.55	7755.00	27.143
105.00	4.29	76.02	7982.10	27.937
110.00	4.27	75.02	8252.20	28.883
115.00	4.22	72.54	8342.10	29.197
120.00	4.10	66.81	8017.20	28.060
125.00	4.00	62.27	7783.75	27.243
130.00	3.90	57.94	7532.20	26.363

III.7.2 Calcul du coût du coursier

Nous choisissons un coursier de section rectangulaire avec une longueur d'environ 100 mètres. Le volume de béton nécessaire pour le coursier est calculé par la formule suivante :

$$V_{\text{béton}} = S_{\text{béton}} \cdot L_{\text{coursier}} \dots\dots\dots (III.75).$$

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

La largeur de coursier est donnée par :

$$b_{\text{coursier}} = (Q_{e,\text{max}})^{0.4} \dots\dots\dots(\text{III.76}).$$

Tableau III.47 : Coût de coursier.

B (m)	Hd (m)	Q (m3/s)	b coursier (m)	S béton (m²)	V béton (m3)	Coût (10 ⁶ DA)
85	4.62	1834	20	100	10000	35.00
90	4.34	1854	20	80	8000	28.00
95	4.33	1866	20	80	8000	28.00
100	4.32	1956	21	84	8400	29.40
105	4.29	2032	21	84	8400	29.40
110	4.27	2111	21	84	8400	29.40
115	4.22	2166	22	88	8800	30.80
120	4.1	2123	21	88	8400	29.40
83	4	2176	22	88	8800	30.80
82	3.9	2260	22	88	8800	30.80

III.7.3 Coût de canal d’approche

Le canal d’approche est un dispositif conçu pour minimiser les pertes d’énergie et guider calmement la crue vers le seuil déversant. Supposant sa forme rectangulaire avec une charge d’eau

H, une revanche de 1.37m et hauteur de pelle de 6 m.

La hauteur totale du mur est déterminer par : $H_{ca} = H + R + P$

Le volume du canal d’approche est déterminer par : $V = S \cdot e = L \cdot H_{ca} \cdot e$

Avec : L : déterminée dans carte topographique de site. L=100m. e : 0.5m.

Tableau III.48 : Coût du canal d’approche.

B (m)	Hd (m)	Hca (m)	S (m²)	V (m3)	Coût (DA)
85	4.62	11.99	1199	599.5	20.98
90	4.34	11.71	1171	585.5	20.49
95	4.33	11.7	1170	585	20.48
100	4.32	11.69	1169	584.5	20.46
105	4.29	11.66	1166	583	20.41
110	4.27	11.64	1164	582	20.37
115	4.22	11.59	1159	579.5	20.28
120	4.1	11.47	1147	573.5	20.07
125	4	11.37	1137	568.5	19.90
130	3.9	11.27	1127	563.5	19.72

III.7.4 Coût total du barrage

Le coût total (Digue + Evacuateur de crues) est donné ci-dessous :

Tableau III.49 : Coût Totale du barrage.

B (m)	Hd(m)	Digue	Déversoir	Coursier	Canal d'approche(106 DA)	Coût total (106 DA)
85	4.62	668.98	27.935	35	20.98	752.895
90	4.34	742.96	26.8	28	20.49	152.18
95	4.33	819.01	25.955	28	20.48	893.445
100	4.32	895.05	27.143	29.4	20.46	972.053
105	4.29	970.85	27.937	29.4	20.41	1048.597
110	4.27	1046.72	28.883	29.4	20.37	1125.373
115	4.22	1122.15	29.197	30.8	20.28	1202.427
120	4.1	1196.65	28.06	29.4	20.07	1274.18
125	4	1272.46	27.243	30.8	19.9	1350.403

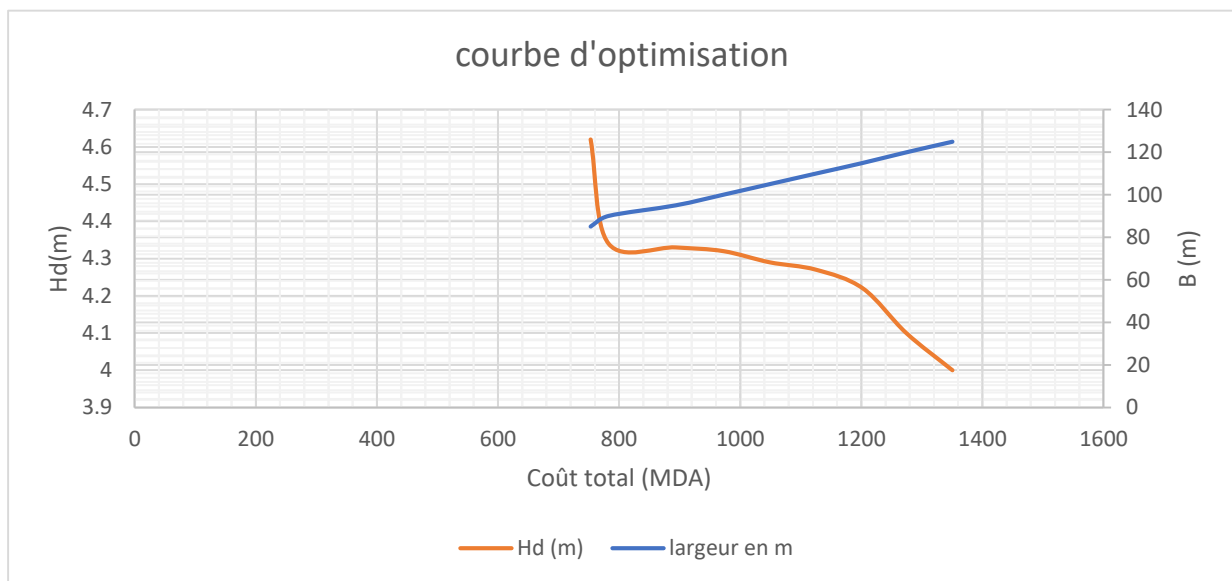


Figure III.22 : Courbe d'optimisation.

D'après l'étude d'optimisation on a trouvé les résultats suivants on prend le choix le moins couteux :

Largeur déversante	Lame déversante	Débit déversant	Hauteur du barrage	Côte en crête
85m	4.62m	1834m ³ /s	87.12m	305.5m

On récapitule les résultats de l'étude de la régularisation et du laminage des crues dans le tableau ci-

dessous :

Tableau III.50 : Tableau récapitulatif de l'étude de la régularisation et du laminage.

Denominations	Unités	Valeurs
Volume mort	Mm ³	4.27
Volume utile	Mm ³	25.8
Volume au NNR	Mm ³	75
Côte du fond	m NGA	221
Côte NNR	m NGA	294.5
Côte NPHE	m NGA	305.5
Côte en crête	m NGA	305.5
Largeur en crête	m	13.8
Largeur du déversoir	m	85
Charge déversée	m	4.62

Conclusion

Ce chapitre souligne l'importance cruciale de comprendre les caractéristiques hydrologiques spécifiques du site pour concevoir un évacuateur de crue efficace et sûr. En analysant en détail les données hydrologiques, telles que les précipitations, les débits, et les caractéristiques hydrauliques du bassin versant, nous pouvons éclairer les décisions de conception afin de minimiser les risques d'inondations tout en optimisant les performances de l'ouvrage. Cette étude souligne également l'importance de l'approche proactive dans la gestion des risques liés aux crues, en mettant en avant l'adaptabilité et la flexibilité des solutions d'ingénierie pour répondre aux évolutions potentielles des conditions hydrologiques dans le futur. En combinant une analyse approfondie des données avec une vision prospective, nous pouvons concevoir des infrastructures résilientes et durables qui contribuent à la sécurité et au bien-être des communautés riveraines.

Chapitre IV

***ETUDE DES VARIANTES DE
LEVACUATEUR DE CRUE***

Chapitre IV Etude des variantes de l'évacuateur de crue

Introduction

L'évacuateur de crue est essentiel pour garantir la sécurité des barrages, en particulier ceux en remblai. Son objectif principal est de diriger le débit de crue vers le lit de la rivière de la manière la plus économique et sécurisée possible. Les évacuateurs de crue sont classés selon divers critères :

1. Le type de fonctionnement hydraulique

- Evacuateur de surface
- 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.

IV.1. Classification des évacuateurs selon leur emplacement

Les évacuateurs de crues peuvent être classifiés en fonction de leur emplacement sur le barrage. Cette classification comprend plusieurs types principaux :

1. Évacuateur de surface :

- **Évacuateur central** : Situé au centre du barrage, ce type permet de déverser l'eau directement vers l'aval.

Il est souvent utilisé pour des barrages de petite et moyenne taille.

- **Évacuateur latéral** : Positionné sur l'une des rives du barrage, cet évacuateur dirige l'eau vers le cours d'eau en aval, en utilisant une pente douce pour minimiser l'érosion et les risques de débordement.

2. Évacuateur en charge :

- **Évacuateur sous le barrage** : Installé sous la structure principale du barrage, ce type utilise des conduites ou des galeries de gros diamètre pour acheminer l'eau. Il est souvent alimenté par un puits ou une tour.

- **Évacuateur en bordure** : Situé latéralement, souvent le long de l'une des rives, ce type utilise des conduites pour diriger l'eau en aval. Il peut être alimenté par un déversoir de surface à crête ronde, souvent appelé tulipe.

3. Évacuateur de crues frontal :

- **Évacuateur à entonnoir frontal** : Positionné en amont du barrage, cet évacuateur permet de concentrer et d'accélérer le flux d'eau. Il dirige ensuite l'eau vers un coursier et un bassin dissipateur d'énergie.

4. Évacuateur de crues en gradin :

- **Évacuateur en cascade** : Utilisé dans des terrains à forte pente, cet évacuateur utilise une série de gradins pour dissiper l'énergie de l'eau avant qu'elle n'atteigne le cours d'eau en aval.

Chaque type d'évacuateur est choisi en fonction des conditions topographiques, géologiques et hydrauliques spécifiques du site, ainsi que des considérations économiques et de sécurité.

Le choix du type d'évacuateur de crues dépend principalement des conditions topographiques, géologiques et économiques spécifiques. Un évacuateur de surface peut être situé sur l'une des rives (évacuateur latéral) ou au centre du barrage (évacuateur central). Typiquement, il comprend un seuil déversant, un déversoir latéral ou frontal, suivi d'un coursier menant à un bassin dissipateur d'énergie avant de rejoindre le lit du cours d'eau. Cette approche offre l'avantage crucial de limiter les risques d'aboutissements et d'affouillements en cas de crue dépassant le débit de projet, protégeant ainsi le barrage.

En revanche, l'évacuateur en charge guide l'eau vers l'aval du barrage par une galerie ou une conduite de gros diamètre, généralement située sous le barrage ou en bordure. Cette conduite peut être alimentée par un puits, une tour ou un déversoir de surface à crête ronde, souvent appelé tulipe.

Ce chapitre vise à sélectionner la variante d'évacuateur la mieux adaptée aux conditions topographiques et géologiques spécifiques de l'emplacement. Nous procéderons ensuite au calcul de la ligne d'eau à travers les différentes composantes de l'ouvrage, en nous basant sur les résultats du calcul de laminage des crues.

- Le débit maximum à évacuer pour un retour de période de 1000 ans est de 1834 mètres cubes par seconde.
- La charge maximale déversant $H_d=4.62\text{m}$.
- La largeur du déversoir $b=85\text{ m}$.

Choix de la rive favorable

La rive droite offre plusieurs avantages, notamment une pente douce du versant et une longueur d'évacuateur de crue réduite, ce qui diminue à la fois le volume de terrassement et les dimensions du coursier et du bassin de dissipation (largeur et longueur). En revanche, la rive gauche présente une pente plus prononcée, nécessitant l'installation d'un évacuateur latéral.

IV.2 Evacuateur latéral à entonnement frontal

IV.2.1 Dimensionnement et calcul hydraulique

L'évacuateur de crue de surface à entonnement frontal est généralement composé des éléments suivants (Figure IV.01) :

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

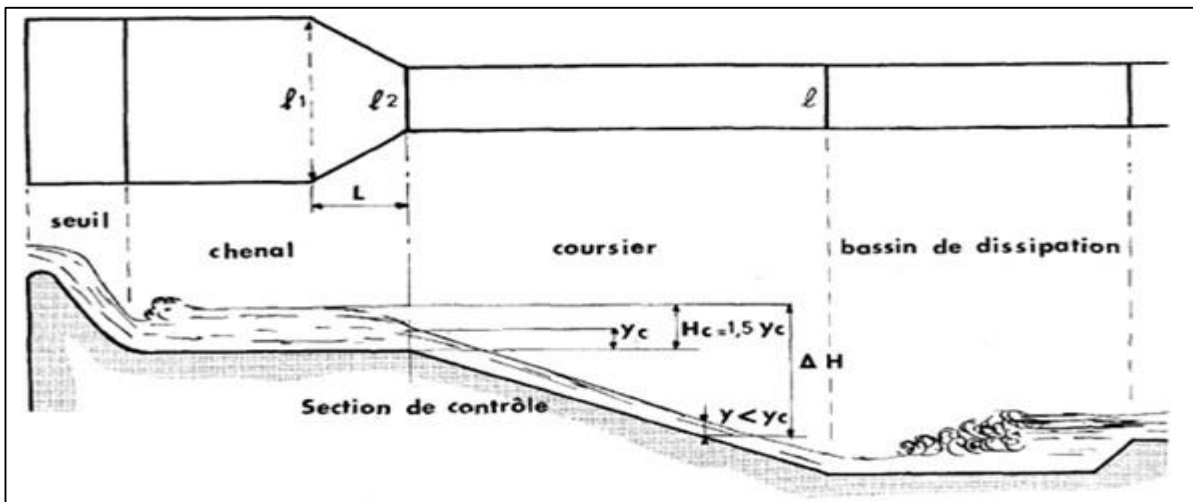


Figure IV.01 : Schéma typique d'un évacuateur latéral avec entonnement frontal

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

- Le débit maximum à évacuer : $Q_{dev} = 1834 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Largeur du déversoir : $L = 85 \text{ m}$.
- Charge hydraulique au-dessus du déversoir : $H = 4.62 \text{ m}$.
- Côte de la retenue normale : $NNR = 294.5 \text{ m}$.

IV.2.1.1 Canal d'approche

Le canal d'approche est une installation conçue pour minimiser les pertes de charge et diriger la crue en douceur vers le seuil de déversement. Généralement, l'écoulement est calme avec une faible vitesse. Il est essentiel de calculer la vitesse d'approche (V_a) pour évaluer l'impact de l'écoulement sur le canal d'approche.

$$V_a = \frac{Q}{S} \dots\dots\dots (IV.1)$$

- V_a : vitesse d'approche en m/s
- $q_{év}$: Débit maximum à évacuer = 1834 m³/s
- S_c : Section du canal d'approche (une section rectangulaire) = $b \times h$
- B : Largeur du déversoir en m
- H : Charge hydraulique
- $h = H + P$ (P est la hauteur de pelle et H est la charge).

$$0.4 < \frac{P}{H} \leq 1.6 \Rightarrow P = 4.62 \times 1.3 = 6m \quad \mathbf{P = 6m}$$

$$h = 6 + 4.62 = 10.62m$$

$$V = \frac{1834}{85 \times 10.62} = 2m/s$$

$V_a > V_{adm}$ Avec $V_{adm} = 1.65 - 2.0 m/s$ Pour les alluvions. 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.

➤ **Calcul de la pente de talus du canal d'approche**

➤ La pente du talus dépend du type de matériau du sol. Pour notre canal rectangulaire en béton, la pente du talus est déterminée en fonction des caractéristiques du matériau utilisé.

➤ **Hauteur du mur du canal d'approche**

La revanche du canal est déterminée en utilisant la formule suivante :

$$Re = 0.6 + 0.05(H)^{1/3}V \dots\dots\dots (IV.2)$$

$$Re = 0.6 + 0.05V (4.62)^{1/3} = 0.76m$$

D'où la hauteur de mur est

$$H_m = H + P + Re \dots\dots\dots (IV.3)$$

$$H_m = 4.62 + 6 + 0.76 = 11.38 m. \text{ on prend } H_m = 11.4$$

➤ **Longueur du canal d'approche**

La longueur du canal d'approche est établie en fonction de la topographie environnante, et elle est calculée pour correspondre à 50m.

IV.2.1.2 Déversoir

Le déversoir a pour fonction de collecter les eaux de la retenue, jouant ainsi le rôle d'une section de contrôle. Il est dimensionné en tenant compte des contraintes de stabilité et du débit de pointe de l'hydrogramme. Un déversoir à profil Creager est choisi pour ses avantages, notamment la prévention de la suppression qui peut provoquer la cavitation et l'érosion ultérieure. La figure suivante montre les dimensions du déversoir avec des parois amont verticales :

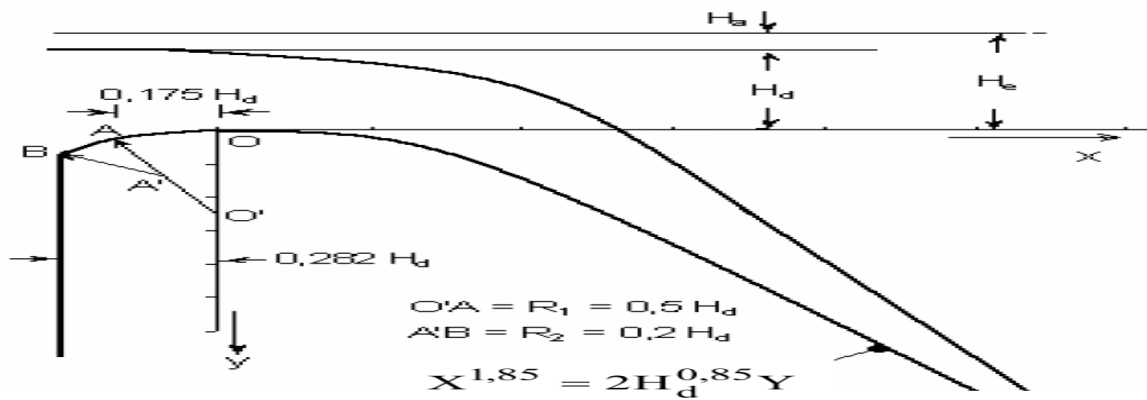


Figure IV.02 : Forme du seuil de déversoir

$R_1 = 0,5 \times 4,62 = 2,31m$ et $R_2 = 0,2 \times 4,62 = 0,92m$

$a = 0,175 \times 4,62 = 0,81m$

$b = 0,282 \times 4,62 = 1,3m$

L'équation $x^{1.85} = 2Hd^{0.85} y$ du profil standard type WES à paroi amont verticale représenté sur la figure, peut être transformée en une équation adimensionnelle en divisant chacun de ses membres par $Hd^{1.85}$. Nous obtenons alors la relation suivante :

$(x/Hd)^{1.85} = 2(y/Hd)$

$y = Hd/2 * (x/Hd)^{1.85} \Rightarrow y = 0,18x^{1.85}$

Les résultats du calcul des coordonnées (x,y) sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.01: Les coordonnées du profil du déversoir WES.

X/H	Y/H	Y'/H
0.000	0.582	-3.839
0.462	0.166	-3.710
0.924	0.032	-3.567
1.386	0.000	-3.419
1.848	0.032	-3.243
2.772	0.277	-2.864
3.696	0.679	-2.361
4.620	1.183	-1.756
5.544	1.816	-1.012
6.468	2.610	-0.139
7.854	4.033	1.409
9.240	5.706	3.202
11.550	9.055	6.930
13.860	13.047	11.550
16.170	17.639	16.909

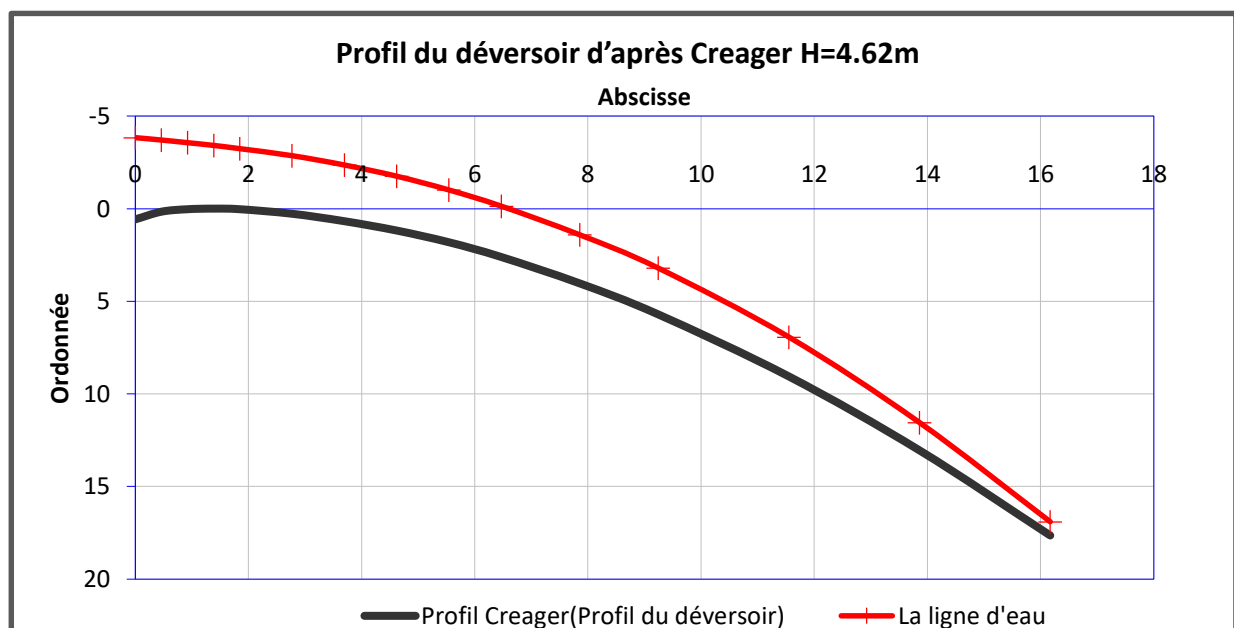


Figure IV.03 Profil du déversoir Creager.

➤ Détermination de la charge déversant :

On a:

$$Q = C_d B \sqrt{2g} H^{3/2} \dots\dots\dots (IV.4)$$

On suppose que $H = H_d \Rightarrow P/H = 1.3 \leq 3$

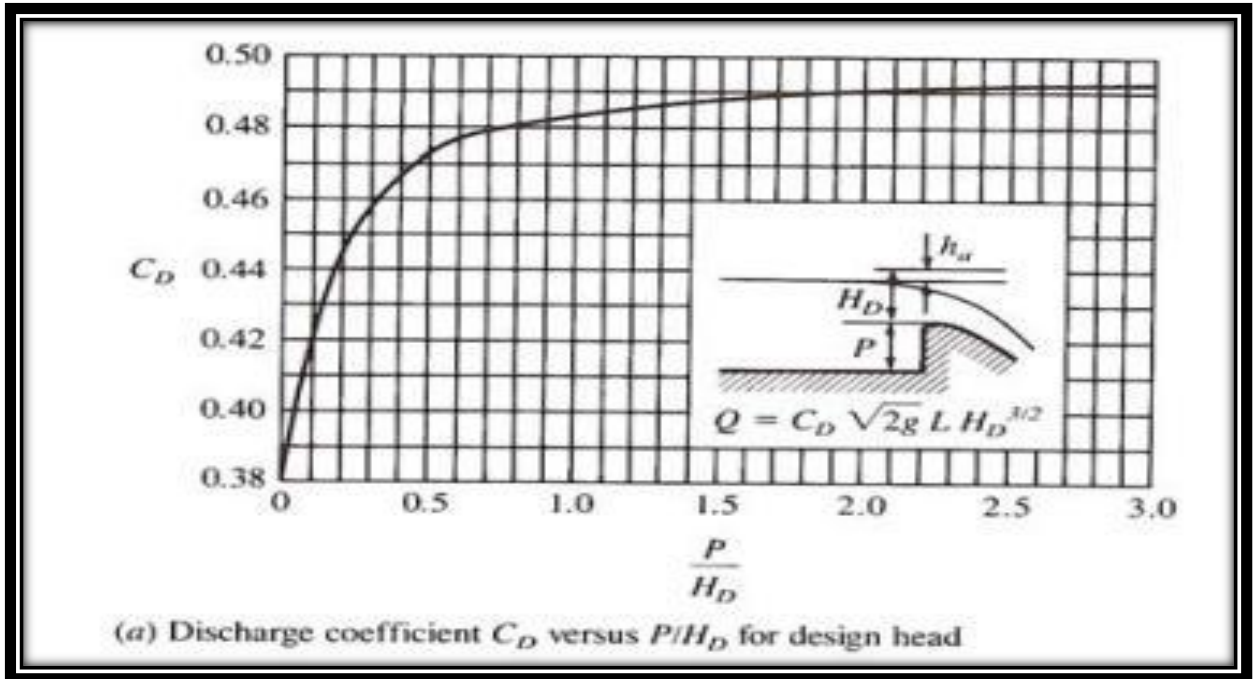


Figure IV.04 Coefficient de débit en fonction de P/Hd

⇒ $C_d = 0.487$ (l'abaque)

$$H = (Q / (C_d \cdot b \cdot \sqrt{2g}))^{2/3} \Rightarrow H = 4.64 \text{ m}$$

$$q = \frac{Q}{B} = \frac{1834}{85} = 21.58 \text{ m}^3/\text{s/m}$$

$$V_0 = \frac{q}{H} = 4.65 \text{ m/s} \Rightarrow H_d = 3.53 \text{ m}$$

On calcule pour $H_d = 3.53 \text{ m}$

$$\frac{P}{H_d} = \frac{6}{3.53} = 1.7 \Rightarrow P/H = 1.7 \leq 3$$

⇒ $C_d = 0.49$ (l'abaque)

$$H = (Q / (C_d \cdot b \cdot \sqrt{2g}))^{2/3} \Rightarrow H = 4.62 \text{ m}$$

$$V_0 = \frac{q}{H} = 4.67 \text{ m/s} \Rightarrow H_d = 3.51 \text{ m}$$

Pour H et $H_d < 10 \Rightarrow H_d = 0.7 \cdot H = 3.23 \text{ m}$

IV.2.1.3 Chenal d'écoulement

Le chenal d'écoulement, placé juste en aval du déversoir, La forme rectangulaire est généralement là plus adéquate pour ce chenal. En raison de sa courte longueur, l'écoulement n'est généralement pas uniforme. Un ressaut se crée immédiatement en aval du déversoir, entraînant ainsi un écoulement torrentiel.

La pente est égale à 0.1%.

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

Profondeur critique : $y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}}$ (IV.5)

Avec :

- **Q:** Débit à évacuer (m³/s), **Q = 1834m³/s**
- **b:** largeur du chenal, **b=85 m**
- **y_c = 3.62m**

La profondeur normale(h_n):

La profondeur normale **h_n** est la profondeur qui apparaît pour le débit Q et la pente I du chenal si l'écoulement est uniforme. Cette profondeur se déduit de la formule de Chézy :

$$Q = S \times C \times \sqrt{R \times I}$$

Avec :

S : Section du chenal d'écoulement en m².

C : Coefficient de Chézy (caractérise le frottement) en $\frac{m^{1/3}}{s}$

$$C = \frac{R^{1/6}}{n} \dots\dots\dots (IV.6)$$

n : Coefficient de rugosité de Manning. $n = 0.015 \text{ s/m}^{0.5}$ (Béton).

R : Rayon hydraulique en m.

P : Le périmètre mouillé en m.

b : La largeur du chenal d'écoulement en m.

$$R = \frac{S}{P} \dots\dots\dots (IV.7)$$

En remplaçant chaque variable par sa valeur respective, on obtiendra l'équation suivante :

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

La résolution de cette équation se fait par la méthode des itérations. Les résultats des calculs sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.02: Calcul itératif de la hauteur normale pour le chenal d'écoulement.

hn	b	S	P	R	racine R	i	racine i	n	C	v	Q
1.8	85	153	88.6	1.727	1.314	0.015	0.12	0.015	69.77	11.23	1718.09
1.85	85	157.25	88.7	1.773	1.331	0.015	0.12	0.015	69.92	11.4	1793.08
1.9	85	161.5	88.8	1.819	1.349	0.015	0.12	0.015	70.07	11.57	1869.19
1.95	85	165.75	88.9	1.864	1.365	0.015	0.12	0.015	70.22	11.74	1946.39
2	85	170	89	1.91	1.382	0.015	0.12	0.015	70.36	11.91	2024.67
2.05	85	174.25	89.1	1.956	1.398	0.015	0.12	0.015	70.5	12.07	2104.02
2.1	85	178.5	89.2	2.001	1.415	0.015	0.12	0.015	70.63	12.24	2184.42
2.15	85	182.75	89.3	2.046	1.431	0.015	0.12	0.015	70.77	12.4	2265.85
2.2	85	187	89.4	2.092	1.446	0.015	0.12	0.015	70.9	12.56	2348.32
2.25	85	191.25	89.5	2.137	1.462	0.015	0.12	0.015	71.02	12.72	2431.79
2.3	85	195.5	89.6	2.182	1.477	0.015	0.12	0.015	71.15	12.87	2516.27
2.35	85	199.75	89.7	2.227	1.492	0.015	0.12	0.015	71.27	13.02	2601.73
2.4	85	204	89.8	2.272	1.507	0.015	0.12	0.015	71.38	13.18	2688.18

D'où : $h_n = 1.9 m$

$h_c = 3.62m > h_n = 1.9m \Rightarrow$ La condition pour la hauteur normale dans le chenal d'écoulement est vérifiée et l'écoulement est **Torrentiel**.

IV.2.1.4 Convergent

Un convergent est une structure en forme de V située en amont d'un barrage, conçue pour concentrer et accélérer le flux d'eau de la retenue vers l'évacuateur de crue. En rétrécissant le passage de l'eau, il permet d'augmenter le débit évacué en cas de crue, réduisant ainsi les risques de débordement et de dommages aux infrastructures environnantes. Ce dispositif est essentiel pour assurer la sécurité et l'efficacité de l'évacuateur de crue.

➤ Méthode de calcul :

Pour $\theta < 10^\circ$

$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{1}{2Fr1}\right) \times \left(\frac{b1}{b2} - 1\right) \dots\dots\dots (IV.8)$$

$$\frac{Fr2}{Fr1} = \frac{1}{2} \times \left(1 + \frac{b2}{b1}\right) \dots\dots\dots (IV.9)$$

Pour $\theta > 10^\circ$

$$\tan\theta = \frac{1}{3Fr} \dots\dots\dots (IV.10)$$

➤ **Donner de calcul :**

- Débit de calcul : $Q=1834\text{m}^3/\text{s}$.
- Largeur à l'entrée du convergent $b_1=85\text{m}$.
- Largeur à l'entrée du convergent $b_2=50\text{m}$.
- Vitesse à l'entrée du convergent : $V_1=11.57\text{m/s}$.
- Hauteur à l'entrée du convergent : $h_1=1.9\text{m}$.

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g \times h}} \dots\dots\dots (IV.11)$$

$$Fr_1 = \frac{V_1}{\sqrt{g \times h_1}} = \frac{11.57}{\sqrt{9.81 \times 1.9}} = 2.68 \text{ donc régime torrentiel}$$

$$\theta = \tan^{-1}\left(\left(\frac{1}{2 \times 2.68}\right) \times \left(\frac{85}{50} - 1\right)\right)$$

$$\theta = 7.45^\circ < 10^\circ$$

$$\frac{Fr_2}{2.68} = \frac{1}{2} \times \left(1 + \frac{50}{85}\right)$$

Alors : $Fr_2=2.12$ régime torrentiel assure

➤ **Calcul la profondeur normale à la sortie du convergent :**

$$Fr_2 = \frac{V_2}{\sqrt{g \times h_2}}$$

$$V_2 = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{b_2 \times h_2}$$

- **Par approximation successive:**

$$h_2 = 3.13\text{m}$$

➤ **Calcul profondeur critique à la sortie du convergent :**

Profondeur critique : $y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}} = 5.16\text{m}$

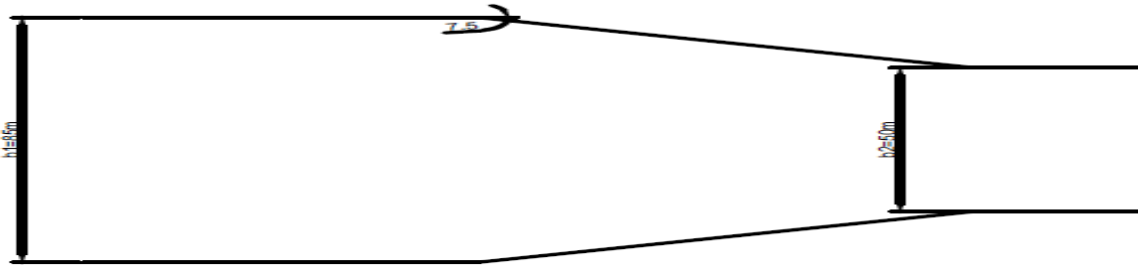


Figure IV.05 Schéma général du convergent

IV.2.1.5 Coursier

Le coursier suit le convergent et guide l'eau vers le bassin de dissipation. Il est recommandé de lui attribuer une section rectangulaire pour garantir un écoulement régulier. En aval du déversoir, le coursier converge sur une distance d'environ 100 m avec une largeur de 50 m. La pente de cette section est de 10%.

➤ **Calcul de la ligne d'eau :**

Les paramètres hydrauliques déterminés à la sortie du convergent sont utilisés comme données fondamentales pour le dimensionnement et le calcul de la ligne d'eau dans le coursier.

$b_2= 50\text{m}$, $h_n=3.13\text{m}$, $h_c=5.16\text{m}$ et l'écoulement est **torrentiel**.

Ces paramètres sont favorables jusqu'au le coursier atteindre une longueur de 100 m.

➤ **Méthode indirecte d'intégration numérique :**

Cette méthode représente une solution à l'équation différentielle du mouvement pour les canaux prismatiques, où l'équation à résoudre, en supposant que la dérivée partielle du débit par rapport à la distance x est nulle, se présente comme suit :

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - S_f}{1 - Fr^2} \dots\dots\dots (IV.12)$$

Avec :

S_0 : pente du fond.

S_f : pente de la ligne d'énergie.

D'après l'hypothèse que la pente de la ligne d'énergie Sf peut être calculée pour chaque profondeur en utilisant l'équation de Manning, l'équation devient en différences finies :

$$\frac{\Delta y}{\Delta x} = \frac{S_0 - (n^2 Q^2) / (A^2 R^{\frac{4}{3}})}{1 - (Q^2 B) / (g A^3)} \dots\dots\dots (IV.13)$$

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 : $Y_{moy} = \frac{Y_{i+1} + Y_i}{2}$

Il s'agit d'une méthode pour calculer la section mouillée moyenne et le rayon hydraulique moyen en utilisant des pas de discrétisation (Δx) à chaque valeur de y_i , en utilisant y_{moy} . On accumule Δx jusqu'à ce que la somme dépasse la longueur L du coursier. Ensuite, on continue avec une valeur $y_i' < y_i$ jusqu'à ce que la somme de Δx soit égale à la longueur L du coursier. Ces résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.03: Calcul de ligne d'eau par la méthode d'intégration indirecte.

CHAPITRE IV			ETUDE DES VARIANTES DE L'EVACUATEUR DE CRUE									
y	y moy	S moy	P moy	R moy	Fr	Fr ²	1-Fr ²	$\frac{50 - (Fr^2 Q^2) / (A^2 S)}{1 - (Q^2 B) / (g A^3)}$	Sf	I0-G1	Δx	L
5.2												0.0
5.11	5.14	256.75	60.27	4.26	1.01	1.01	-0.01	-7.62	0.002	0.10	-0.01	0.02
5.06	5.09	254.25	60.17	4.23	1.02	1.04	-0.04	-2.28	0.002	0.10	-0.04	0.08
5.01	5.04	251.75	60.07	4.19	1.04	1.07	-0.07	-1.32	0.002	0.10	-0.08	0.17
4.96	4.99	249.25	59.97	4.16	1.05	1.11	-0.11	-0.92	0.002	0.10	-0.11	0.30
4.91	4.94	246.75	59.87	4.12	1.07	1.14	-0.14	-0.70	0.002	0.10	-0.14	0.48
4.86	4.89	244.25	59.77	4.09	1.08	1.18	-0.18	-0.56	0.002	0.10	-0.18	0.69
4.81	4.84	241.75	59.67	4.05	1.10	1.21	-0.21	-0.46	0.002	0.10	-0.22	0.95
4.76	4.79	239.25	59.57	4.02	1.12	1.25	-0.25	-0.39	0.002	0.10	-0.26	1.26
4.71	4.74	236.75	59.47	3.98	1.14	1.29	-0.29	-0.34	0.002	0.10	-0.30	1.61
4.66	4.69	234.25	59.37	3.95	1.15	1.33	-0.33	-0.29	0.002	0.10	-0.34	2.02
4.61	4.64	231.75	59.27	3.91	1.17	1.38	-0.38	-0.26	0.002	0.10	-0.39	2.48
4.56	4.59	229.25	59.17	3.87	1.19	1.42	-0.42	-0.23	0.002	0.10	-0.43	3.00
4.51	4.54	226.75	59.07	3.84	1.21	1.47	-0.47	-0.21	0.002	0.10	-0.48	3.57
4.46	4.49	224.25	58.97	3.80	1.23	1.52	-0.52	-0.19	0.003	0.10	-0.53	4.21
4.41	4.44	221.75	58.87	3.77	1.25	1.57	-0.57	-0.17	0.003	0.10	-0.59	4.92
4.36	4.39	219.25	58.77	3.73	1.28	1.63	-0.63	-0.16	0.003	0.10	-0.64	5.70
4.31	4.34	216.75	58.67	3.69	1.30	1.68	-0.68	-0.14	0.003	0.10	-0.70	6.56
4.26	4.29	214.25	58.57	3.66	1.32	1.74	-0.74	-0.13	0.003	0.10	-0.77	7.49
4.21	4.24	211.75	58.47	3.62	1.34	1.81	-0.81	-0.12	0.003	0.10	-0.83	8.50
4.16	4.19	209.25	58.37	3.58	1.37	1.87	-0.87	-0.11	0.003	0.10	-0.90	9.61
4.11	4.14	206.75	58.27	3.55	1.39	1.94	-0.94	-0.10	0.003	0.10	-0.97	10.81
4.06	4.09	204.25	58.17	3.51	1.42	2.01	-1.01	-0.10	0.003	0.10	-1.05	12.11
4.01	4.04	201.75	58.07	3.47	1.44	2.09	-1.09	-0.09	0.004	0.10	-1.13	13.51
3.96	3.99	199.25	57.97	3.44	1.47	2.17	-1.17	-0.08	0.004	0.10	-1.21	15.03
3.91	3.94	196.75	57.87	3.40	1.50	2.25	-1.25	-0.08	0.004	0.10	-1.30	16.67
3.86	3.89	194.25	57.77	3.36	1.53	2.34	-1.34	-0.07	0.004	0.10	-1.39	18.44
3.81	3.84	191.75	57.67	3.32	1.56	2.43	-1.43	-0.07	0.004	0.10	-1.49	20.34
3.76	3.79	189.25	57.57	3.29	1.59	2.53	-1.53	-0.06	0.004	0.10	-1.60	22.39
3.71	3.74	186.75	57.47	3.25	1.62	2.63	-1.63	-0.06	0.004	0.10	-1.71	24.60
3.66	3.69	184.25	57.37	3.21	1.66	2.74	-1.74	-0.05	0.005	0.10	-1.83	26.98
3.61	3.64	181.75	57.27	3.17	1.69	2.86	-1.86	-0.05	0.005	0.10	-1.95	29.53
3.56	3.59	179.25	57.17	3.14	1.73	2.98	-1.98	-0.05	0.005	0.09	-2.08	32.28
3.51	3.54	176.75	57.07	3.10	1.76	3.10	-2.10	-0.04	0.005	0.09	-2.22	35.24
3.46	3.49	174.25	56.97	3.06	1.80	3.24	-2.24	-0.04	0.006	0.09	-2.37	38.43
3.41	3.44	171.75	56.87	3.02	1.84	3.38	-2.38	-0.04	0.006	0.09	-2.53	41.86
3.36	3.39	169.25	56.77	2.98	1.88	3.54	-2.54	-0.04	0.006	0.09	-2.70	45.56
3.31	3.34	166.75	56.67	2.94	1.92	3.70	-2.70	-0.03	0.006	0.09	-2.88	49.54
3.26	3.29	164.25	56.57	2.90	1.97	3.87	-2.87	-0.03	0.007	0.09	-3.08	53.83
3.21	3.24	161.75	56.47	2.86	2.01	4.05	-3.05	-0.03	0.007	0.09	-3.28	58.47
3.16	3.19	159.25	56.37	2.83	2.06	4.24	-3.24	-0.03	0.007	0.09	-3.50	63.47
3.11	3.14	156.75	56.27	2.79	2.11	4.45	-3.45	-0.03	0.008	0.09	-3.74	68.89

3.06	3.09	154.25	56.17	2.75	2.16	4.67	-3.67	-0.03	0.008	0.09	-4.00	74.75
3.01	3.04	151.75	56.07	2.71	2.21	4.91	-3.91	-0.02	0.009	0.09	-4.28	81.11
2.96	2.99	149.25	55.97	2.67	2.27	5.16	-4.16	-0.02	0.009	0.09	-4.57	88.01
2.91	2.94	146.75	55.87	2.63	2.33	5.42	-4.42	-0.02	0.010	0.09	-4.90	95.52
2.86	2.89	144.25	55.77	2.59	2.6	6.25	-4.71	-0.02	0.01	0.09	-5.25	100



Figure IV.06 : ligne d'eau du coursier (type S2).

✓ **Détermination de la hauteur des murs bajoyers :**

Les hauteurs des murs bajoyers sont déterminées de la manière suivante :

$$H_{bj} = H + R \dots\dots\dots (IV.14)$$

Avec : R : Revanche (m).

$$R = 0.06 + 0.05 \times V \times H^{(1/3)} \dots\dots\dots (IV.15)$$

Et selon la ligne d'eau, les hauteurs des murs varient dans chaque tronçon de coursier en fonction de la profondeur de l'eau et de la vitesse de l'écoulement. Les calculs des hauteurs des murs sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.04 : Hauteur des murs bajoyers dans le coursier.

L (m)	H (m)	V m/s	R (m)	H _{baj} (m)
3	4.56	8.04	0.67	5.23
15	3.96	9.26	0.67	4.63
27	3.66	10.02	0.67	4.33
35	3.51	10.45	0.67	4.18
50	3.31	11.08	0.67	3.98
69	3.11	11.79	0.67	3.78
75	3.06	11.99	0.67	3.73
88	2.96	12.39	0.67	3.63
100	2.86	12.83	0.67	3.6

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

✓ **Aération de coursier :**

Lorsque l'écoulement atteint des vitesses élevées dans le coursier, il existe un risque accru de dommages dus à l'érosion du fond, principalement en raison de la cavitation. Ce phénomène commence à se produire lorsque la vitesse V dépasse V_{cr}.

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

$$V_{cr} = 6.63 \times \sqrt{g \times R \cos \theta} \times \sqrt{\frac{0.0011}{R^2} + 1} \times \left(\frac{8.71 \times n}{R^{\frac{1}{6}}} + 1 \right) \dots\dots\dots (IV.16)$$

Avec :

- V_{cr} : La vitesse critique.
- θ : Angle d'inclinaison du radier du coursier.
- R : Rayon hydraulique.
- n : Coefficient de rugosité. (n=0.015).

Le calcul de V_{cr} pour chaque section dans le coursier est représenté dans le tableau suivant :

Tableau IV.05 : Vérification de phénomène d'aération dans le coursier.

Section	Y(m)	R(m)	V _{cr} (m/s)	V(m/s)	V _{cr} > V
0	4.56	3.857	13.66	8.04	vérifié
1	3.96	3.419	12.89	9.26	vérifié
2	3.66	3.193	12.47	10.02	vérifié
3	3.51	3.078	12.25	10.45	vérifié
4	3.31	2.923	11.95	11.08	vérifié
5	3.11	2.766	11.64	11.79	vérifié
6	3.06	2.726	11.56	11.99	vérifié
7	2.96	2.647	11.39	12.39	Non vérifié
8	2.86	2.599	11.29	12.83	Non vérifié

La condition d'écoulement non aéré à partir de la section 7 jusqu'à la section 8 dans le coursier est non vérifiée donc problème des vagues roulantes.

Dans la section 8 pour que la condition soit vérifiée il faut que V < V_{cr}

Si on prend $V = 12.83$ m/s la rugosité sera :

$$n = \frac{R^{1/6} \times \sqrt{RI}}{V_{adm}} \dots\dots\dots (IV.17)$$

Alors le coefficient de rugosité doit être supérieur à 0.046 pour éviter l'écoulement airé et non apparition de phénomène des vagues roulantes.

IV.2.1.6 Bassin de dissipation

L'eau qui s'écoule dans le coursier jusqu'au pied du barrage souvent atteint des vitesses très élevées. Cette haute vitesse peut endommager le lit naturel de la rivière en raison de l'énorme énergie cinétique qu'elle transporte. Pour contrôler cet écoulement rapide, il est nécessaire de dissiper une partie de cette énergie mécanique à l'aide d'un bassin de dissipation, afin d'obtenir un débit plus adapté 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.06 : 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)

La vitesse d'écoulement à l'entrée du bassin de dissipation est < 15 m/s, et le nombre de Froude est de $2.5 \leq F_r \leq 4.5$. Donc, d'après l'USBR ; le bassin de dissipation le plus favorable est un bassin à ressaut de type I.

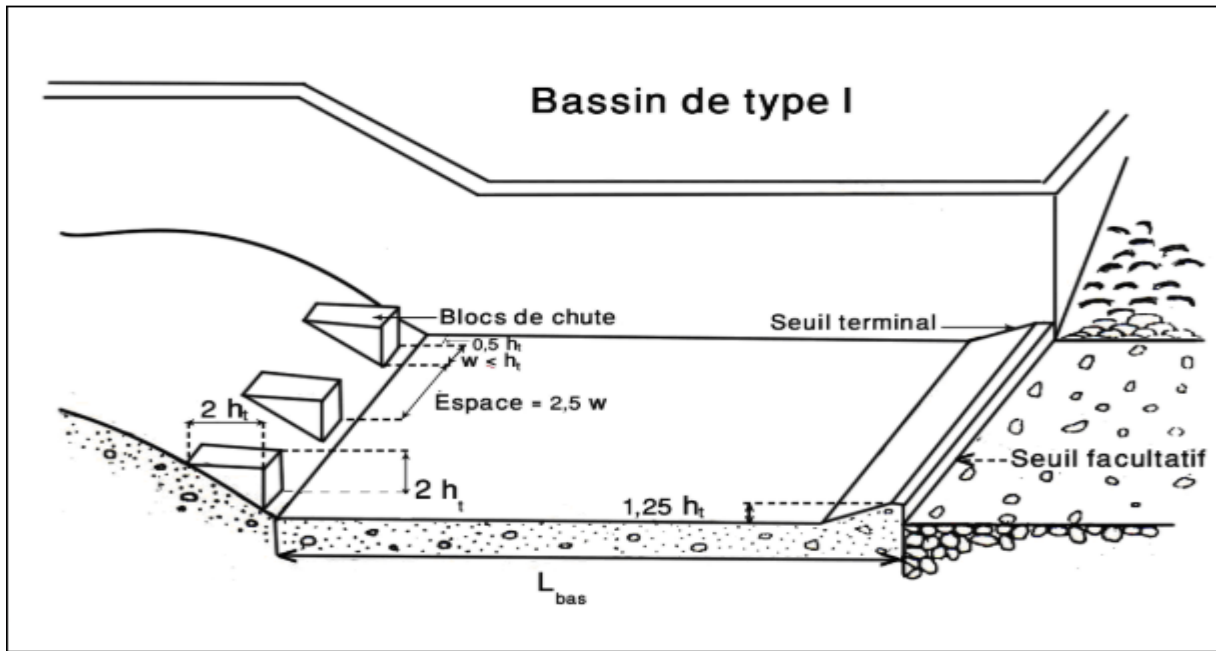


Figure IV.7 : Schéma de bassin de dissipation USBR type I.

D'après l'abaque on a :

$$\frac{Y_2}{Y_1} = 0.5 \times (\sqrt{1 + 8Fr^2} - 1) \dots\dots\dots (IV.18)$$

$$Y_2 = 8.78m.$$

$$\frac{L}{Y_2} 3.7 \Rightarrow L = 28.97 \approx 30m$$

Avec :

- Y_1 : tirant d'eau avant le ressaut.
- Y_2 : tirant d'eau après le ressaut.
- L : longueur de bassin de dissipation.

✓ Dimensionnement des blocs de chute :

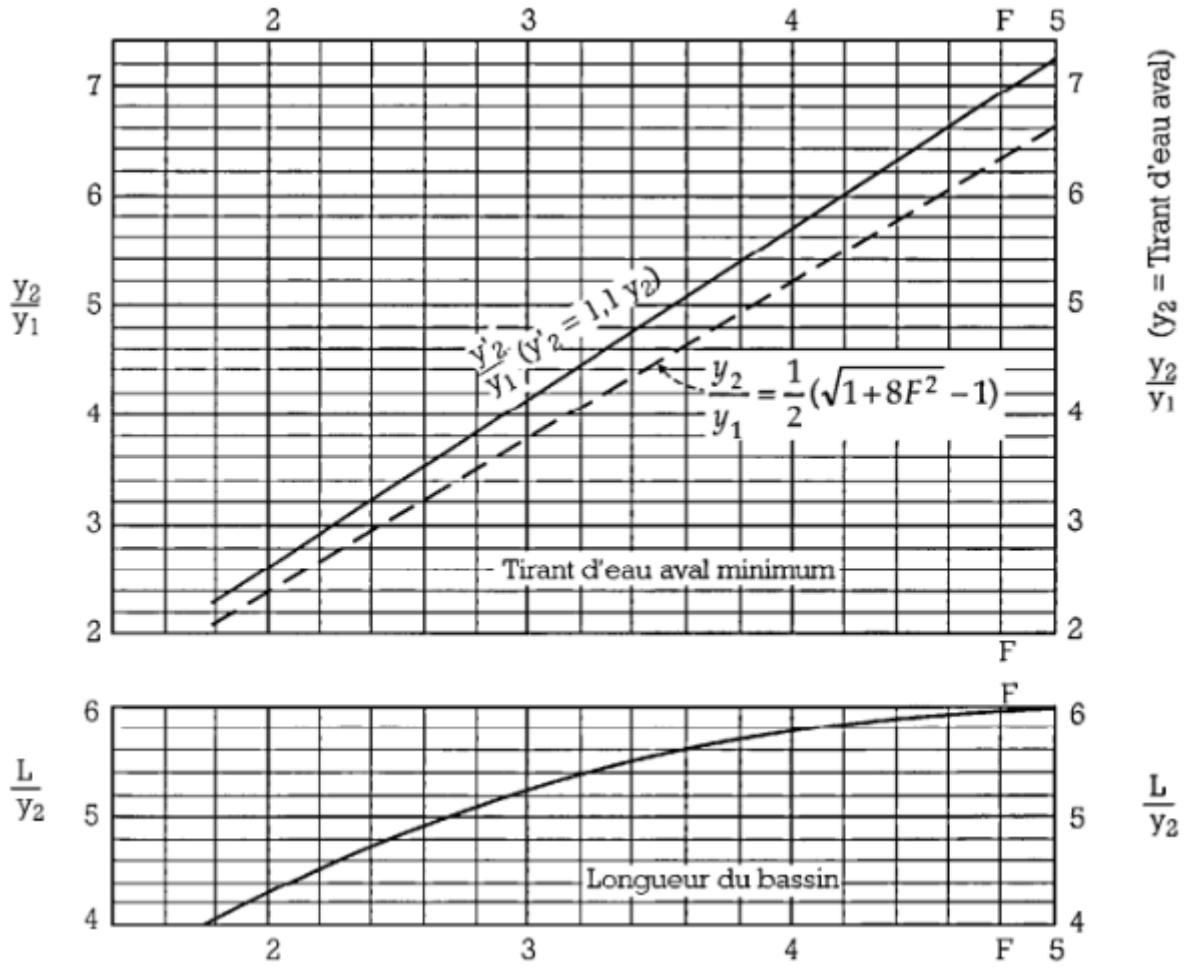


Figure IV.8 : Longueur du bassin de dissipation USBR type I.

On a:

$$Y_1 > W_1 = h_1 = 1.5\text{m}$$

$$S = 2.5 W_1 = 3\text{m}$$

Avec :

- W_1 : L'épaisseur du bloc de chute.
- S_1 : L'espacement entre deux blocs de chutes successives.
- h_1 : La hauteur du bloc de chute.

Donc le nombre des blocs de chutes est : soit 20 blocs d'épaisseur $W_1 = 1.5\text{m}$.

✓ Dimensionnement de seuil terminal :

Seuil terminal est égale à $1.25Y_1 = 1.25 \times 2.86 = 3.6\text{m}$

IV.2.1.7 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 $b=30\text{m}$, fruits des talus $m=1$ et une pente de $i=2\%$.

✓ **Profondeur critique :**

$$hc = (1 - \frac{\sigma c}{3} + 0.015 \sigma c^2) \times K \dots\dots\dots (IV.19)$$

Avec :

$$K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{b^2 \times g}} \dots\dots\dots (IV.20)$$

$$\sigma c = \frac{K \times m}{b} \dots\dots\dots (IV.21)$$

$$K = 7.25$$

$$\sigma c = 0.24$$

$$Hc = 6.67\text{m}$$

Pente critique :

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{C \times S^2 \times R} \dots\dots\dots (IV.21)$$

Avec :

- S_{cr} : la surface mouiller, $S_{cr} = 200\text{m}^2$.
- R : rayon hydraulique.
- C : coefficient de Chézy.
- $R = \frac{S}{P} = \frac{200}{43.34} = 4.61\text{m}$
- $C = \frac{R^{1/6}}{n}$
- $I_{cr} = 0.24\%$

✓ **Profondeur normal :**

Par approximation successif :

$$H_n = 3.32\text{m}$$

✓ **Vitesse dans le canal :**

$$V = \frac{Q}{S} = 18.4\text{m/s}$$

IV.3 Evacuateur latéral à entonnement latéral**IV.3.1 Dimensionnement et calcul hydraulique :**

L'évacuateur de crue latéral à entonnement latéral constitue des éléments suivants :

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

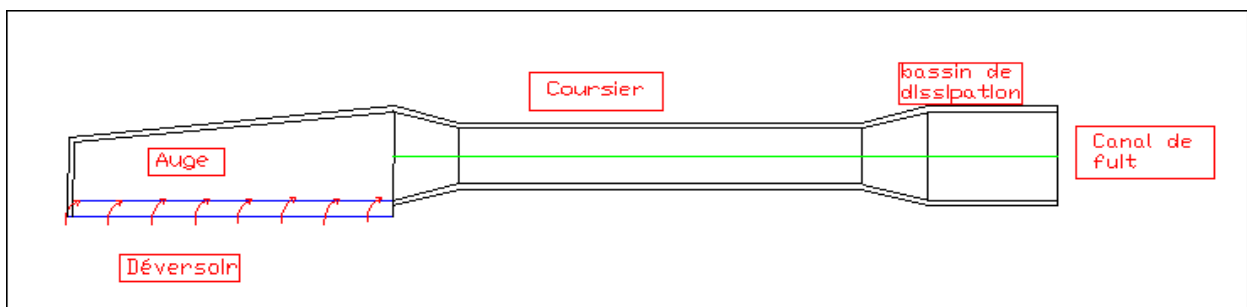


Figure IV.9 : Schéma de l'évacuateur de crue latérale à entonnement latérale

IV.3.1.1 Canal d'approche :

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

$$V = \frac{Q}{S}$$

Avec :

Q : Débit à évacuer (m³/s).

S : section mouillée (section rectangulaire en m²).

$$S = (P + H) \times B$$

H : Charge déversant. Pour des raisons de sécurité on prend H = 4.62m

B : Largeur de déversoir.

P : Hauteur de pelle.

$$0.4 \leq \frac{P}{H} \leq 1.6$$

$$P = 1.3 \times 4.62 \quad \text{on prend } P = 6 \text{ m}$$

$$H_t = P + H = 6 + 4.62 = 10.62 \text{ m}$$

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

$V < V_{adm} = 3.10 \text{ m/s}$. Alors pas de risque d'érosion.

✓ **Pente du canal d'approche**

Pour un régime uniforme on a :

$$Q = \frac{1}{n} \times S \times R^{2/3} \times \sqrt{I}$$

$$I = \left(\frac{n \times Q}{S \times R^{2/3}} \right)^2$$

Où :

- Q : débit déversant, (m³/s).
- S : section mouillée, (m²).
- R : rayon hydraulique, (m).
- n : coefficient de Manning (n=0.015 pour le canal en béton)

- I : pente du fond

$$I=2.3 \times 10^{-3}$$

IV.3.1.2 Auge de réception :

Calcul hydraulique :

D'un point de vue hydraulique optimal, les auges prismatiques sont souvent privilégiées. Cependant, par souci économique, nous avons opté pour une auge divergente orientée dans le sens de l'écoulement.

Méthode USBR1 :

La seule force applique sur le mouvement est la force de gravite

Le dimensionnement de l'auget est basé sur les critères de **HIND (1926)**, **FAVERS (1939)** et **FARMOY (1962)**

A partir de l'équation

$$\frac{dy}{dx} = \frac{1}{g} \times \left(v \times \frac{dv}{dx} + \frac{v^2}{x} \right) \dots\dots\dots (IV.22)$$

Avec :

- Y :la hauteur d'eau dans l'Auge.
- V : vitesse moyenne
- X : distance de l'Auge à partir de la fin

$$V=ax^n \dots\dots\dots (IV.23)$$

$$\frac{dv}{dx} = nax^{n-1} = \frac{\Delta x}{n} \dots\dots\dots (IV.24)$$

On remplace 3 dans 1 on trouve :

$$\frac{dy}{dx} = \frac{1}{g} \times \left(n \frac{v^2}{x} + \frac{v^2}{x} \right) = \frac{v^2}{xg} (n + 1) \dots\dots\dots (IV.25)$$

On remplace 2 dans 4 on trouve :

$$dy = \frac{a^2 \times (n+1)}{g} x^{2n-1} dx \dots\dots\dots (IV.26)$$

Alors : $y = \frac{(n+1)}{n} \times \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots (IV.27)$

c'est l'équation de la ligne d'eau

Application :

- Débit de lamine Q=1834m³/s
- H déversant H=4.62m

- Section rectangulaire $b=85m$ et h varie.

On calcul L de l'Auge :

$$L = \frac{Q}{\mu \times H^{3/2} \times \sqrt{2g}} \dots\dots\dots (IV.28)$$

$$L = 102.87 \approx 103m$$

Calcul la vitesse :

$$V = \frac{Q}{S} = 7.34m/s$$

V varie linéairement selon $V = ax^n$

On prend $n=0.7$

$$7.43 = a103^{0.7}$$

Alors : $a=0.29$

Donc : $v = 0.29x^{0.7}$

Equation de la ligne d'eau :

$$Y = 0.01x^{1.4}$$

Le tableau ci-dessous montre les variations de la ligne d'eau et la vitesse :

Tableau IV.07 : Variation de la ligne d'eau et la vitesse.

Longueur de l'auget	Variation de la ligne d'eau	Variation de la vitesse
0	0	0
10.3	0.26	1.48
20.6	0.69	2.41
30.9	1.22	3.20
41.2	1.82	3.92
51.5	2.49	4.58
61.8	3.22	5.20
72.1	3.99	5.79
82.4	4.81	6.36
92.7	5.67	6.91

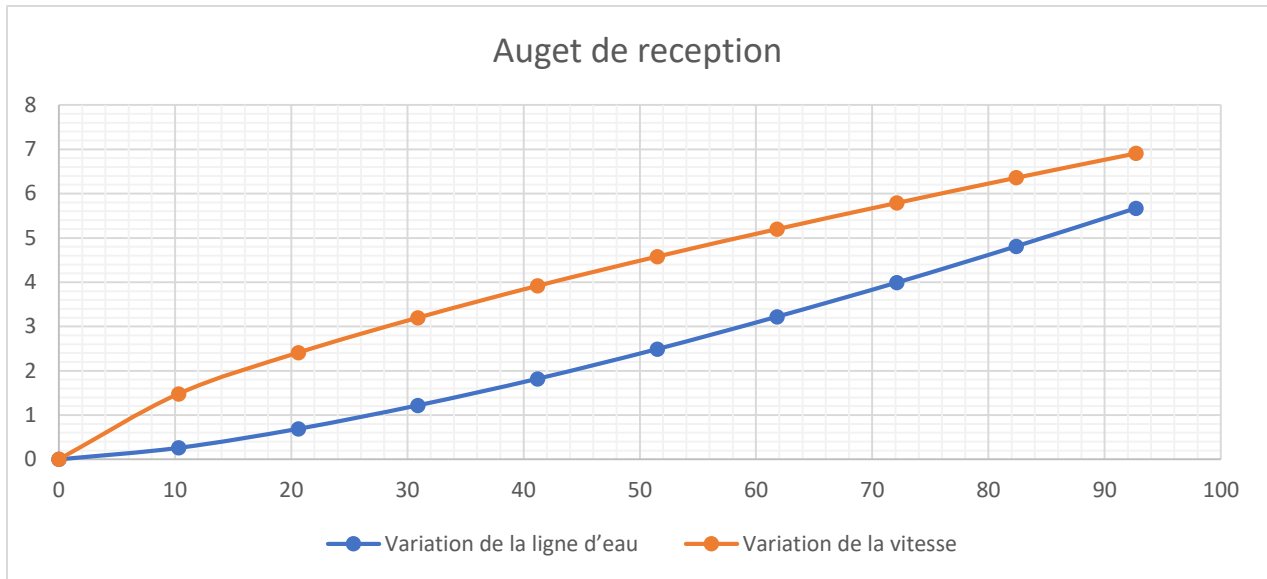


Figure IV.10 : variation de la ligne d'eau et la vitesse dans l'auget de réception

Tableau IV.08 Paramètres hydraulique dans l'Auge (USBR2).

St	Δx	Bed	trial	W.S	h	A	Q	V	Q1+Q2	$\frac{Q1}{g(Q1 + Q2)}$	V1+V2	V2-V1	Q2-Q1	$\frac{Q2 - Q1}{Q1}$	9× 15	13+16	Δy	remarque
103	_	304	_	310.12	6.12	520.2	1834	3.5	_	_	_	_	_	_	_	_	_	_
92.7	10.3	304.2	0.32	310.44	6.24	530.4	1600	3.0	3434	0.1	6.5	0.5	234.0	0.1	0.4	0.9	0.32	verifier
82.4	10.3	304.3	0.19	310.31	6.01	510.85	1400	2.7	3000	0.1	5.8	0.3	200.0	0.1	0.3	0.6	0.19	verifier
72.1	10.3	304.4	0.1	310.22	5.82	494.7	1300	2.6	2700	0.1	5.4	0.1	100.0	0.1	0.2	0.3	0.1	verifier
61.8	10.3	304.5	0.1	310.22	5.72	486.2	1200	2.5	2500	0.1	5.1	0.2	100.0	0.1	0.2	0.3	0.1	verifier
51.5	10.3	304.6	0.1	310.22	5.62	477.7	1100	2.3	2300	0.1	4.8	0.2	100.0	0.1	0.2	0.4	0.1	verifier
41.2	10.3	304.7	0.1	310.22	5.52	469.2	1000	2.1	2100	0.1	4.4	0.2	100.0	0.1	0.2	0.4	0.1	verifier
30.9	10.3	304.8	0.08	310.2	5.4	459	900	2.0	1900	0.1	4.1	0.2	100.0	0.1	0.2	0.4	0.08	verifier
20.6	10.3	304.9	0.08	310.2	5.3	450.5	800	1.8	1700	0.1	3.7	0.2	100.0	0.1	0.2	0.4	0.08	verifier
10.3	10.3	305	0.07	310.19	5.19	441.15	700	1.6	1500	0.1	3.4	0.2	100.0	0.1	0.2	0.4	0.07	verifier
0	10.3	305.5	0.1	310.22	4.72	401.2	0	0	700	_	_	_	_	_	_	_	_	_

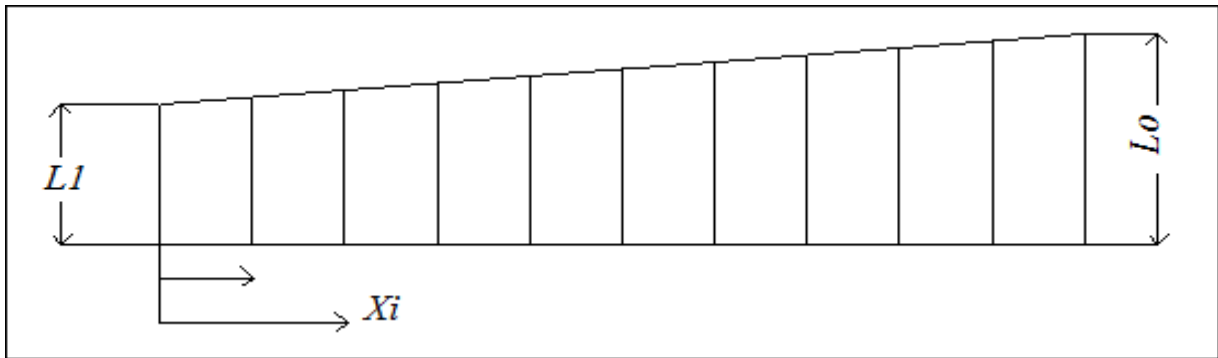


Figure IV.11 : vue en plan de l'auget de réception.

IV.3.1.3 Chenal d'écoulement :

Le chenal d'écoulement, placé juste en aval du déversoir, La forme rectangulaire est généralement la plus adéquate pour ce chenal. En raison de sa courte longueur, l'écoulement n'est généralement pas uniforme. Un ressaut se crée immédiatement en aval du déversoir, entraînant ainsi un écoulement torrentiel.

La pente est égale à 0.1%.

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

Profondeur critique $y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}}$

Avec :

- **Q**: Débit à évacuer (m^3/s), **Q = 1834m³/s**
- **b**: largeur du chenal, **b=85 m**

$$y_c = 5.98m$$

La profondeur normale(h_n):

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

$$Q = S \times C \times \sqrt{R \times I}$$

Avec :

S : Section du chenal d'écoulement en m^2 .

C : Coefficient de Chézy (caractérise le frottement) en $\frac{m^{1/2}}{s}$

$$C = \frac{R^{1/6}}{n}$$

n : Coefficient de rugosité de Manning. $n = 0.015 \text{ s}/m^{0.5}$ (Béton).

R : Rayon hydraulique en m.

$$R = \frac{S}{P}$$

P : Le périmètre mouillé en m.

b : La largeur du chenal d'écoulement en m.

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante :

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

La résolution de cette équation se fait par la méthode des itérations. Les résultats des calculs sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.9: Calcul itératif de la hauteur normale pour le chenal d'écoulement.

hn	b	S	P	R	racine R	i	racine i	n	C	v	Q
1.5	85	127.5	88	1.449	1.204	0.01	0.10	0.015	68.76	8.28	1055.24
1.55	85	131.75	88.1	1.495	1.223	0.01	0.10	0.015	68.94	8.43	1110.74
1.6	85	136	88.2	1.542	1.242	0.01	0.10	0.015	69.12	8.58	1167.23
1.65	85	140.25	88.3	1.588	1.260	0.01	0.10	0.015	69.29	8.73	1224.69
1.7	85	144.5	88.4	1.635	1.279	0.01	0.10	0.015	69.45	8.88	1283.13
1.75	85	148.75	88.5	1.681	1.296	0.01	0.10	0.015	69.61	9.03	1342.50
1.8	85	153	88.6	1.727	1.314	0.01	0.10	0.015	69.77	9.17	1402.82
1.85	85	157.25	88.7	1.773	1.331	0.01	0.10	0.015	69.92	9.31	1464.05
1.9	85	161.5	88.8	1.819	1.349	0.01	0.10	0.015	70.07	9.45	1526.19
1.95	85	165.75	88.9	1.864	1.365	0.01	0.10	0.015	70.22	9.59	1589.22
2	85	170	89	1.910	1.382	0.01	0.10	0.015	70.36	9.72	1653.14
2.05	85	174.25	89.1	1.956	1.398	0.01	0.10	0.015	70.50	9.86	1717.92
2.1	85	178.5	89.2	2.001	1.415	0.01	0.10	0.015	70.63	9.99	1783.57
2.15	85	182.75	89.3	2.046	1.431	0.01	0.10	0.015	70.77	10.12	1850.06

D'où : $h_n = 2.15 m$

$h_c = 5.98m > h_n = 2.15m \Rightarrow$ La condition pour la hauteur normale dans le chenal d'écoulement est Vérifiée et l'écoulement est **Torrentiel**.

IV.3.1.4 Convergent :

Un convergent est une structure en forme de V située en amont d'un barrage, conçue pour concentrer et accélérer le flux d'eau de la retenue vers l'évacuateur de crue. En rétrécissant le passage de l'eau, il permet d'augmenter le débit évacué en cas de crue, réduisant ainsi les risques de débordement et de dommages aux infrastructures environnantes. Ce dispositif est essentiel pour assurer la sécurité et l'efficacité de l'évacuateur de crue.

➤ **Méthode de calcul :****Pour $\theta < 10^\circ$**

$$\theta = \tan^{-1}\left(\left(\frac{1}{2Fr_1}\right) \times \left(\frac{b_1}{b_2} - 1\right)\right)$$

$$\frac{Fr_2}{Fr_1} = \frac{1}{2} \times \left(1 + \frac{b_2}{b_1}\right)$$

Pour $\theta > 10^\circ$

$$\tan\theta = \frac{1}{3Fr}$$

➤ **Donner de calcul :**Débit de calcul : $Q=1834\text{m}^3/\text{s}$.Largeur à l'entrée du convergent $b_1=85\text{m}$.Largeur à l'entrée du convergent $b_2=40\text{m}$.Vitesse à l'entrée du convergent : $V_1=10.12\text{m/s}$.Hauteur à l'entrée du convergent : $h_1=2.15\text{m}$

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{g \times h}}$$

$$Fr_1 = \frac{v_1}{\sqrt{g \times h_1}} = \frac{10.12}{\sqrt{9.81 \times 2.15}} = 2.2 \text{ donc régime } \mathbf{torrentiel}$$

$$\theta = \tan^{-1}\left(\left(\frac{1}{2 \times 2.2}\right) \times \left(\frac{85}{60} - 1\right)\right)$$

$$\theta = 5.4^\circ < 10^\circ$$

$$\frac{Fr_2}{2.2} = \frac{1}{2} \times \left(1 + \frac{60}{85}\right)$$

Alors : $Fr_2=1.87$ régime torrentiel assure➤ **Calcul la profondeur normale à la sortie du convergent :**

$$Fr_2 = \frac{v_2}{\sqrt{g \times h_2}}$$

$$V2 = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{b2 \times h2}$$

➤ **Par approximation successive:**

$$h2 = 3 \text{ m}$$

➤ **Calcul profondeur critique à la sortie du convergent :**

Profondeur critique $y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}} = 5.16 \text{ m}$

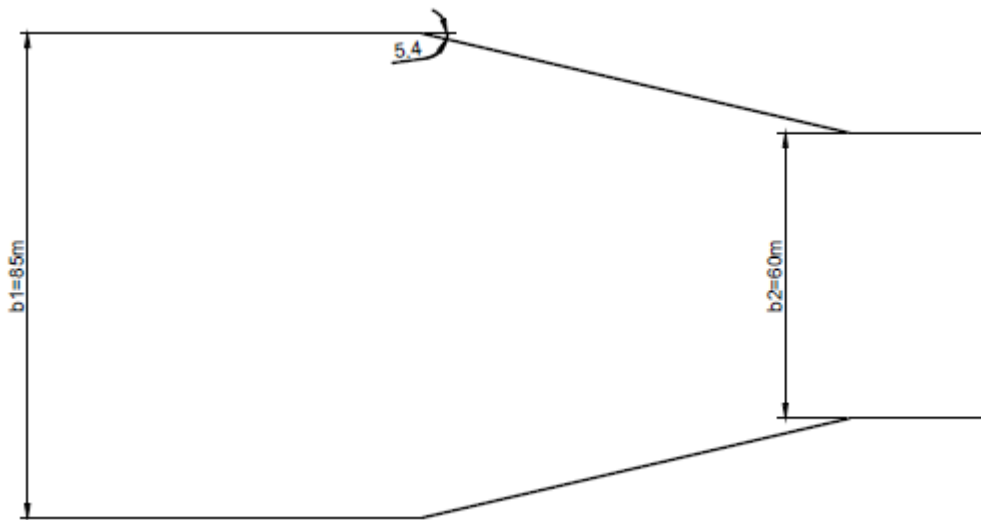


Figure IV.12 : schéma de convergent.

IV.3.1.5 Coursier

Le coursier suit le convergent et guide l'eau vers le bassin de dissipation. Il est recommandé de lui attribuer une section rectangulaire pour garantir un écoulement régulier. En aval du déversoir, le coursier converge sur une distance d'environ 100 m avec une largeur de 60 m. La pente de cette section est de 10%.

✓ **Calcul de la ligne d'eau :**

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

$$b_2 = 60 \text{ m}, \quad h_n = 3 \text{ m}, \quad h_c = 5.16 \text{ m} \text{ et l'écoulement est torrentiel}$$

Ces paramètres sont favorables jusqu'à ce que le coursier atteigne une longueur de 100 m puis une pente de 10% poursuit jusqu'à l'entrée du bassin de dissipation.

➤ **Méthode indirecte d'intégration numérique :**

Cette méthode représente une solution à l'équation différentielle du mouvement pour les canaux prismatiques, où l'équation à résoudre, en supposant que la dérivée partielle du débit par rapport à la distance x est nulle, se présente comme suit :

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - S_f}{1 - Fr^2}$$

Avec :

S_0 : pente du fond.

S_f : pente de la ligne d'énergie.

D'après 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 :

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

On donne des valeurs arbitraires à y_i et on calcul la distance Δx correspondante aux profondeurs y_i ,

Et on calcul la profondeur moyenne : $Y_{moy} = \frac{Y_{i+1} + Y_i}{2}$

Il s'agit d'une méthode pour calculer la section mouillée moyenne et le rayon hydraulique moyen en utilisant des pas de discrétisation (Δx) à chaque valeur de y_i , en utilisant y_{moy} . On accumule Δx jusqu'à ce que la somme dépasse la longueur L du coursier. Ensuite, on continue avec une valeur $y_i' < y_i$ jusqu'à ce que la somme de Δx soit égale à la longueur L du coursier. Ces résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.10: Calcul de ligne d'eau par la méthode d'intégration indirecte.

CHAPITRE IV		ETUDE DES VARIANTES DE L'EVACUATEUR DE CRUES											
y	y moy	Smoy	P moy	R moy	Fr	Fr ^2	1-Fr^2	$n^2 \times Q^2 / (A^2 \times R^{(3)})$	Sf	I0-G1	Δx	L	
5.16												0	
5.11	5.14	308.1	70.27	4.38	0.84	0.7	0.3	0.24		0.029	0.07	0.42	0.4
5.06	5.09	305.1	70.17	4.35	0.85	0.72	0.28	0.25		0.031	0.07	0.4	0.78
5.01	5.04	302.1	70.07	4.31	0.86	0.75	0.25	0.26		0.034	0.07	0.38	1.15
4.96	4.99	299.1	69.97	4.27	0.88	0.77	0.23	0.27		0.036	0.06	0.36	1.49
4.91	4.94	296.1	69.87	4.24	0.89	0.79	0.21	0.29		0.04	0.06	0.34	1.81
4.86	4.89	293.1	69.77	4.2	0.9	0.82	0.18	0.31		0.043	0.06	0.32	2.12
4.81	4.84	290.1	69.67	4.16	0.92	0.84	0.16	0.33		0.048	0.05	0.3	2.4
4.76	4.79	287.1	69.57	4.13	0.93	0.87	0.13	0.36		0.053	0.05	0.28	2.65
4.71	4.74	284.1	69.47	4.09	0.95	0.9	0.1	0.39		0.06	0.04	0.26	2.88
4.66	4.69	281.1	69.37	4.05	0.96	0.93	0.07	0.43		0.068	0.03	0.23	3.09
4.61	4.64	278.1	69.27	4.01	0.98	0.96	0.04	0.49		0.079	0.02	0.21	3.27
4.56	4.59	275.1	69.17	3.98	0.99	0.99	0.01	0.56		0.093	0.01	0.18	3.42
4.51	4.54	272.1	69.07	3.94	1.01	1.02	-0.02	0.66		0.114	-0.01	0.15	3.54
4.46	4.49	269.1	68.97	3.9	1.03	1.06	-0.06	0.82		0.146	-0.05	0.12	3.63
4.41	4.44	266.1	68.87	3.86	1.04	1.09	-0.09	1.09		0.2	-0.1	0.09	3.69
4.36	4.39	263.1	68.77	3.83	1.06	1.13	-0.13	1.67		0.317	-0.22	0.06	3.72
4.31	4.34	260.1	68.67	3.79	1.08	1.17	-0.17	3.81		0.745	-0.64	0.03	3.71
4.26	4.29	257.1	68.57	3.75	1.1	1.21	-0.21	-11.18		-2.253	2.35	-0.01	3.72
4.21	4.24	254.1	68.47	3.71	1.12	1.25	-0.25	-2.18		-0.454	0.55	-0.05	3.77
4.16	4.19	251.1	68.37	3.67	1.14	1.3	-0.3	-1.18		-0.254	0.35	-0.08	3.85
4.11	4.14	248.1	68.27	3.63	1.16	1.35	-0.35	-0.8		-0.177	0.28	-0.13	3.98
4.06	4.09	245.1	68.17	3.6	1.18	1.4	-0.4	-0.59		-0.136	0.24	-0.17	4.14
4.01	4.04	242.1	68.07	3.56	1.2	1.45	-0.45	-0.47		-0.111	0.21	-0.21	4.36
3.96	3.99	239.1	67.97	3.52	1.23	1.51	-0.51	-0.38		-0.094	0.19	-0.26	4.62
3.91	3.94	236.1	67.87	3.48	1.25	1.56	-0.56	-0.32		-0.081	0.18	-0.31	4.93
3.86	3.89	233.1	67.77	3.44	1.27	1.62	-0.62	-0.28		-0.072	0.17	-0.36	5.29
3.81	3.84	230.1	67.67	3.4	1.3	1.69	-0.69	-0.24		-0.064	0.16	-0.42	5.71
3.76	3.79	227.1	67.57	3.36	1.33	1.76	-0.76	-0.21		-0.058	0.16	-0.48	6.19
3.71	3.74	224.1	67.47	3.32	1.35	1.83	-0.83	-0.19		-0.053	0.15	-0.54	6.73
3.66	3.69	221.1	67.37	3.28	1.38	1.9	-0.9	-0.17		-0.049	0.15	-0.61	7.33
3.61	3.64	218.1	67.27	3.24	1.41	1.98	-0.98	-0.15		-0.046	0.15	-0.67	8.01
3.56	3.59	215.1	67.17	3.2	1.44	2.07	-1.07	-0.13		-0.043	0.14	-0.75	8.76
3.51	3.54	212.1	67.07	3.16	1.47	2.16	-1.16	-0.12		-0.04	0.14	-0.83	9.58
3.46	3.49	209.1	66.97	3.12	1.5	2.25	-1.25	-0.11		-0.037	0.14	-0.91	10.49
3.41	3.44	206.1	66.87	3.08	1.53	2.35	-1.35	-0.1		-0.035	0.14	-1	11.49
3.36	3.39	203.1	66.77	3.04	1.57	2.46	-1.46	-0.09		-0.033	0.13	-1.09	12.58
3.31	3.34	200.1	66.67	3	1.6	2.57	-1.57	-0.08		-0.032	0.13	-1.19	13.77
3.26	3.29	197.1	66.57	2.96	1.64	2.69	-1.69	-0.08		-0.03	0.13	-1.3	15.07
3.21	3.24	194.1	66.47	2.92	1.68	2.81	-1.81	-0.07		-0.028	0.13	-1.41	16.48
3.16	3.19	191.1	66.37	2.88	1.72	2.95	-1.95	-0.07		-0.027	0.13	-1.53	18.02

3.11	3.14	188.1	66.27	2.84	1.76	3.09	-2.09	-0.06	-0.026	0.13	-1.66	19.68
3.06	3.09	185.1	66.17	2.8	1.8	3.24	-2.24	-0.06	-0.024	0.12	-1.8	21.48
3.01	3.04	182.1	66.07	2.76	1.85	3.41	-2.41	-0.05	-0.023	0.12	-1.95	23.44
2.96	2.99	179.1	65.97	2.71	1.89	3.58	-2.58	-0.05	-0.022	0.12	-2.11	25.55
2.91	2.94	176.1	65.87	2.67	1.94	3.77	-2.77	-0.04	-0.021	0.12	-2.29	27.84
2.86	2.89	173.1	65.77	2.63	1.99	3.97	-2.97	-0.04	-0.02	0.12	-2.48	30.32
2.81	2.84	170.1	65.67	2.59	2.04	4.18	-3.18	-0.04	-0.019	0.12	-2.68	33
2.76	2.79	167.1	65.57	2.55	2.1	4.41	-3.41	-0.03	-0.018	0.12	-2.9	35.89
2.71	2.74	164.1	65.47	2.51	2.16	4.66	-3.66	-0.03	-0.017	0.12	-3.14	39.03
2.66	2.69	161.1	65.37	2.46	2.22	4.92	-3.92	-0.03	-0.015	0.12	-3.4	42.43
2.61	2.64	158.1	65.27	2.42	2.28	5.21	-4.21	-0.03	-0.014	0.11	-3.68	46.11
2.56	2.59	155.1	65.17	2.38	2.35	5.51	-4.51	-0.03	-0.013	0.11	-3.99	50.09
2.51	2.54	152.1	65.07	2.34	2.42	5.85	-4.85	-0.02	-0.012	0.11	-4.33	54.42
2.46	2.49	149.1	64.97	2.29	2.49	6.21	-5.21	-0.02	-0.011	0.11	-4.7	59.12
2.41	2.44	146.1	64.87	2.25	2.57	6.6	-5.6	-0.02	-0.01	0.11	-5.11	64.22
2.36	2.39	143.1	64.77	2.21	2.65	7.02	-6.02	-0.02	-0.008	0.11	-5.56	69.78
2.31	2.34	140.1	64.67	2.17	2.74	7.48	-6.48	-0.02	-0.007	0.11	-6.06	75.85
2.26	2.29	137.1	64.57	2.12	2.83	7.98	-6.98	-0.02	-0.005	0.11	-6.63	82.47
2.21	2.24	134.1	64.47	2.08	2.92	8.53	-7.53	-0.01	-0.004	0.1	-7.25	89.73
2.16	2.19	131.1	64.37	2.04	3.02	9.13	-8.13	-0.01	-0.002	0.1	-7.96	97.69
2.11	2.14	128.1	64.27	1.99	3.13	9.79	-8.79	-0.01	0	0.1	-8.76	100

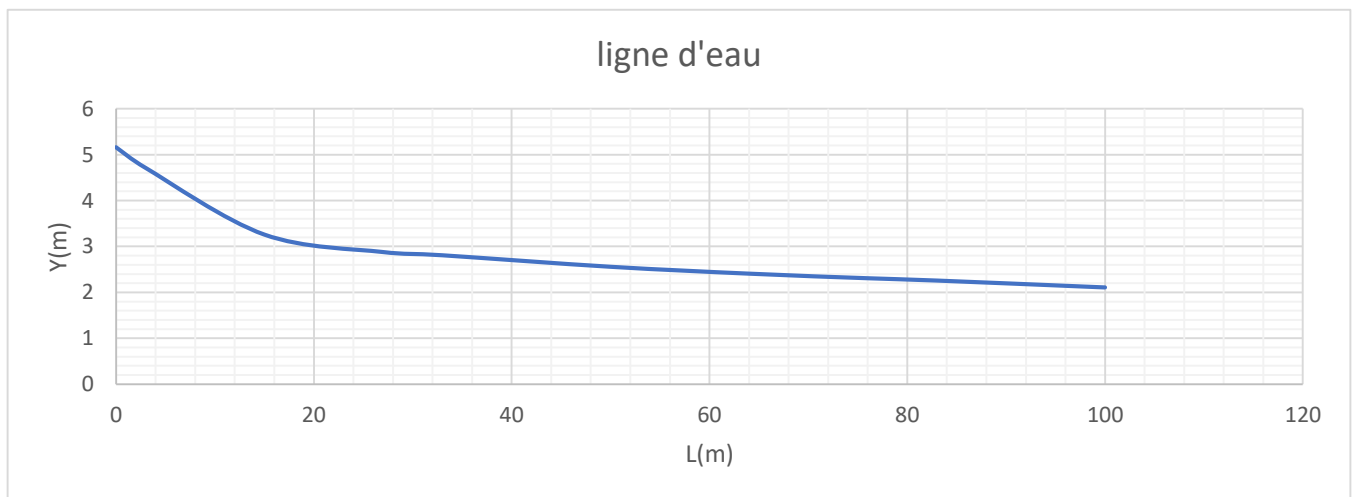


Figure IV.13 : ligne d'eau dans le coursier (type S2).

✓ **Détermination de la hauteur des murs bajoyers :**

Les hauteurs des murs bajoyers sont déterminées comme suit :

$$H_{bj} = H + R$$

Avec : R : Revanche (m).

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

Et selon la ligne d'eau, les hauteurs des murs varient dans chaque tronçon de coursier en fonction de la profondeur de l'eau et de la vitesse de l'écoulement. Les calculs des hauteurs des murs sont représentés dans le tableau suivant

Tableau IV.11 : Hauteur des murs bajoyers dans le coursier.

L (m)	H (m)	V m/s	R (m)	Hbaj
3	4.71	6.56	0.14	4.80
15	3.26	9.38	0.13	3.39
27	2.91	8.35	0.14	3.80
33	2.81	10.88	0.13	2.94
50	2.56	11.94	0.13	2.69
64	2.41	12.68	0.13	2.54
76	2.31	13.23	0.13	2.44
83	2.26	13.53	0.13	2.39
100	2.11	14.49	0.12	2.23

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

✓ **Aération de coursier**

Lorsque l'écoulement atteint des vitesses élevées dans le coursier, il existe un risque accru de dommages dus à l'érosion du fond, principalement en raison de la cavitation. Ce phénomène commence à se produire lorsque la vitesse V dépasse V_{cr} .

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

$$V_{cr} = 6.63 \times \sqrt{g \times R \cos \theta} \times \sqrt{\frac{0.0011}{R^2} + 1} \times \left(\frac{8.71 \times n}{R^{1/6}} + 1 \right)$$

Avec :

V_{cr} : La vitesse critique.

θ : Angle d'inclinaison du radier du coursier. R : Rayon hydraulique.

n : Coefficient de rugosité. ($n=0.015$).

Le calcul de V_{cr} pour chaque section dans le coursier est représenté dans le tableau suivant :

Tableau IV.12 : Vérification de phénomène d'aération dans le coursier.

Section	Y	R	V _{cr}	V	V _{cr} > V
0	4.80	4.029	13.95	6.56	vérifié
1	3.39	2.988	12.08	9.38	vérifié
2	3.80	3.296	12.66	8.35	vérifié
3	2.94	2.631	11.36	10.88	vérifié
4	2.69	2.427	10.93	11.94	Non vérifié
5	2.54	2.303	10.66	12.68	Non vérifié
6	2.44	2.220	10.47	13.23	Non vérifié
7	2.39	2.178	10.37	13.53	Non vérifié
8	2.23	2.051	10.08	14.49	Non vérifié

La condition d'écoulement non aéré à partir de la section 4 jusqu'à la section 8 dans le coursier est non vérifiée donc problème des vagues roulantes.

Dans la section 8 pour que la condition soit vérifiée il faut que $V < V_{cr}$

Si on prend $V = 14.5$ m/s la rugosité sera :

$$n = \frac{R^{1/6} \times \sqrt{RI}}{V_{adm}}$$

Alors le coefficient de rugosité doit être supérieur 0.035 à pour éviter l'écoulement aéré et non apparition de phénomène des vagues roulantes.

IV3.1.6 Bassin de dissipation :

L'eau qui s'écoule dans le coursier jusqu'au pied du barrage souvent atteint des vitesses très élevées. Cette haute vitesse peut endommager le lit naturel de la rivière en raison de l'énorme énergie cinétique qu'elle transporte. Pour contrôler cet écoulement rapide, il est nécessaire de dissiper une partie de cette énergie mécanique à l'aide d'un bassin de dissipation, afin d'obtenir un débit plus adapté 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.13 : 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)

La vitesse d'écoulement à l'entrée du bassin de dissipation est $<15\text{m}^3/\text{s}$, et le nombre de Froude est de $2.5 \leq Fr \leq 4.5$. Donc, d'après l'USBR ; le bassin de dissipation le plus favorable est un bassin à ressaut de type I.

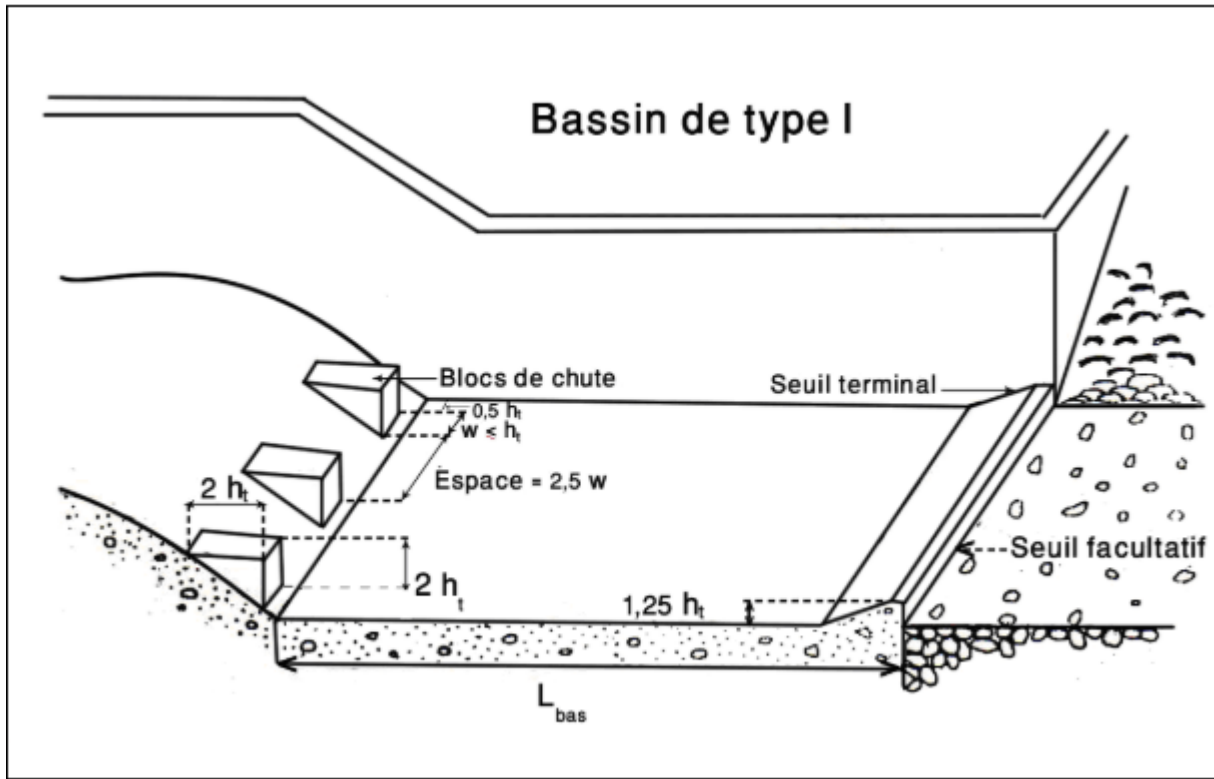


Figure IV.14 : Schéma de bassin de dissipation USBR type I

D'après l'abaque on a :

$$\frac{Y_2}{Y_1} = 0.5 \times (\sqrt{1 + 8Fr^2} - 1)$$

$$Y_2 = 8.84\text{m.}$$

$$\frac{L}{Y_2} = 5.4$$

$$L = 48\text{m}$$

Avec :

Y_1 : tirant d'eau avant le ressaut.

Y_2 : tirant d'eau après le ressaut.

L : longueur de bassin de dissipation.

✓ **Dimensionnement des blocs de chute :**

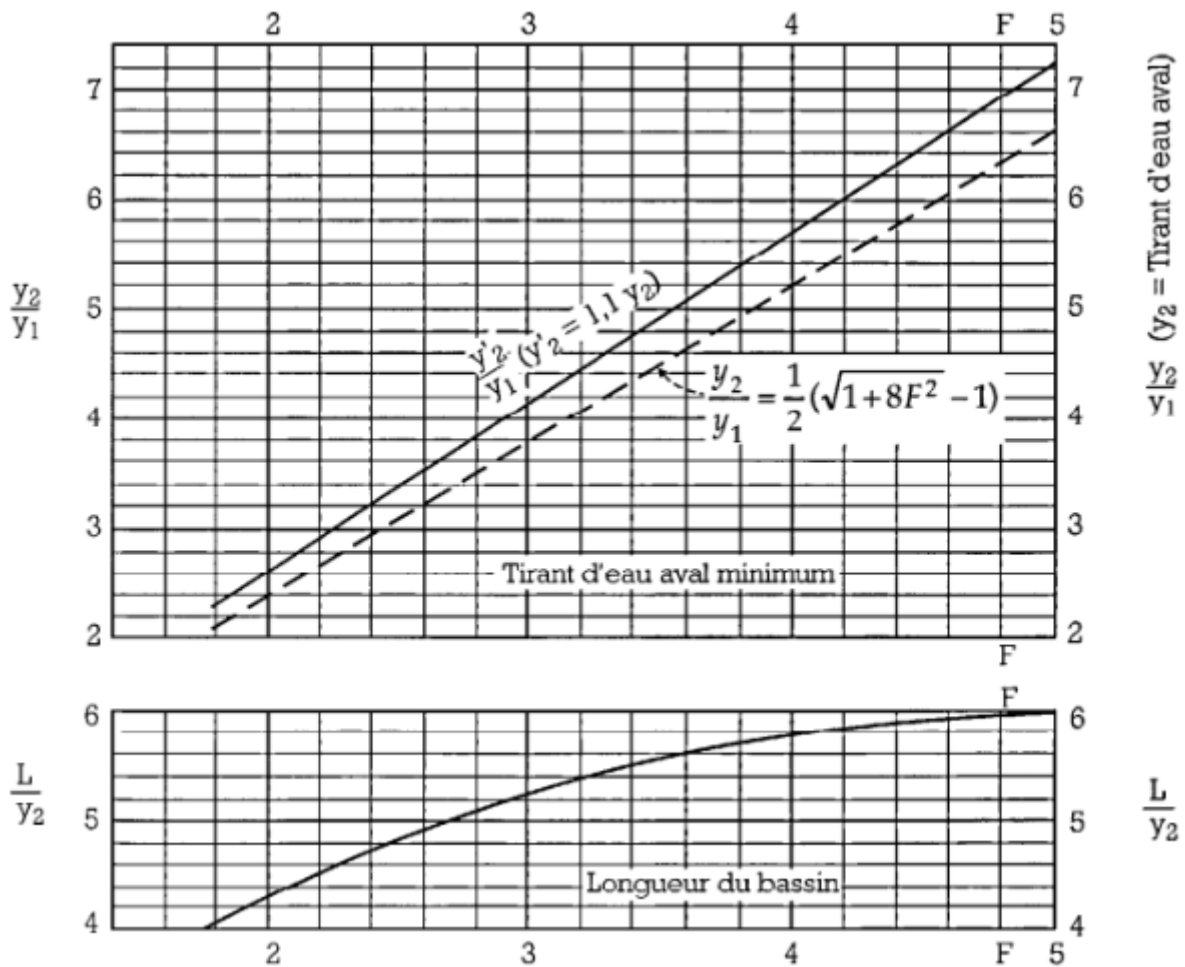


Figure IV.15 : Longueur de bassin de dissipation USBR type I

On a: $Y_1 > W_1 = h_1 = 2m$

$S = 2.5 W_1 = 5m$

Avec :

W_1 : L'épaisseur du bloc de chute,

S_1 : L'espacement entre deux blocs de chutes successives, h_1 : La hauteur du bloc de chute.

Donc le nombre des blocs de chutes est : soit 30 blocs d'épaisseur $W_1 = 2m$.

Dimensionnement de seuil terminal :

Seuil terminal est égale à :

$$1.25Y_1 = 1.25 \times 2.11 = 2.64m$$

IV.3.1.7 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 $b=40\text{m}$, fruits des talus $m=1$ et une pente de $i=2\%$.

Profondeur critique

$$h_c = \left(1 - \frac{\sigma_c}{3} + 0.015\sigma_c^2\right) \times K$$

Avec :

$$K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{b^2 \times g}}$$

$$\sigma_c = \frac{K \times m}{b}$$

$$K = 5.98$$

$$\sigma_c = 0.15$$

$$H_c = 5.68\text{m}$$

Pente critique :

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{C \times S^2 \times R}$$

Avec :

- S_{cr} : la surface mouillée, $S_{cr} = 227.2\text{m}^2$.
- R : rayon hydraulique.
- C : coefficient de Chézy.

$$R = \frac{S}{P} = \frac{227.2}{43.34} = 4.42\text{m}$$

$$C = \frac{R^{1/6}}{n} = 85.4$$

$$I_{cr} = 0.17\%$$

✓ Profondeur normale

Par approximation successif

$$H_n = 2.72\text{m}$$

✓ Vitesse dans le canal

$$V = \frac{Q}{S} = 16.85\text{m/s}$$

IV.4 Evacuateur labyrinthe

La conception des déversoirs en labyrinthe repose principalement sur la modification de l'alignement de la crête, passant d'une forme rectiligne à une forme non rectiligne constituée de lignes discontinues. Ce type de

déversoir est particulièrement efficace pour gérer des crues importantes avec des charges relativement faibles. Il est souvent utilisé dans des situations où la largeur disponible est limitée ou lorsque les conditions de charge maximale sont réduites.

IV.4.1 Géométrie du déversoir

Les déversoirs en labyrinthe peuvent adopter différentes configurations en plan. Les formes les plus courantes incluent les formes trapézoïdales symétriques, triangulaires, rectangulaires, curvilignes, ou une combinaison de ces formes. Parmi celles-ci, la forme trapézoïdale symétrique est souvent considérée comme la plus avantageuse en raison de sa facilité de construction et de ses performances hydrauliques optimales.

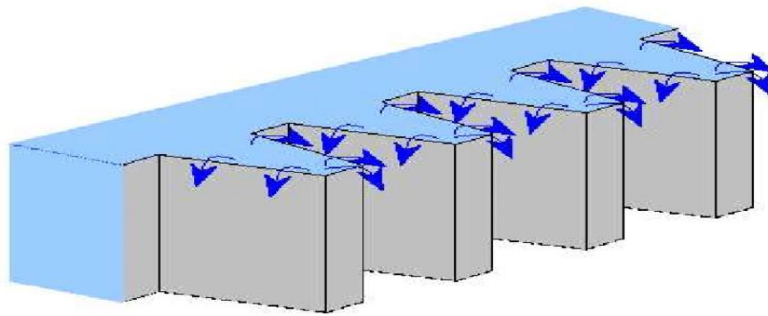


Figure IV.18 schéma de déversoir labyrinthe

IV.4.2 Dimensionnement et calcul hydraulique :

- Canal d'approche
- Déversoir
- Chenal d'écoulement
- Convergent
- Coursier
- Saut de ski

IV.4.2.1 Dimensions principales de l'ouvrage :

- Longueur : $L = 85$ m.
- Débit évacué : $Q_{\text{dév}} = Q_{\text{labyrinthe}} = 1834$ m³/s.
- Charge hydraulique : $H = 4.62$ m.
- Côte de la retenue normale : $\text{NNR} = 294.5$ m.
- Largeur de cycle : $W = 50$ m.
- Hauteur de pelle : $P = 6$ m.
- QR : Débit rectiligne.

IV.4.2.2 Méthode de calcul : USBR (1970) :

May et Taylor (1970) ont comparé QL et QR a la largeur totale du labyrinthe

$\frac{Q_L}{Q_R}$ a une relation avec $\frac{H}{P}$ et $\frac{L}{W}$, détermine dans l'abaque suivante :

on definit $Q_L = CW \times W \times H^{1.5}$ (IV.29)

➤ **Méthode Américaine :**

$Q_R = C \times W \times H^{3/2}$ (IV.30)

$C = 1.77 + 0.22 \frac{H}{P}$ (IV.31)

$C = 1.9394$

$Q_R = 1.9394 \times 42.5 \times 4.62^{1.5}$

$Q_R = 481.5 \text{ m}^3/\text{s}$

➤ **Calcul la largeur :**

$\frac{Q_L}{Q_R} = \frac{1834}{481.5} = 3.81$

$\frac{H}{P} = \frac{4.62}{6} = 0.77$

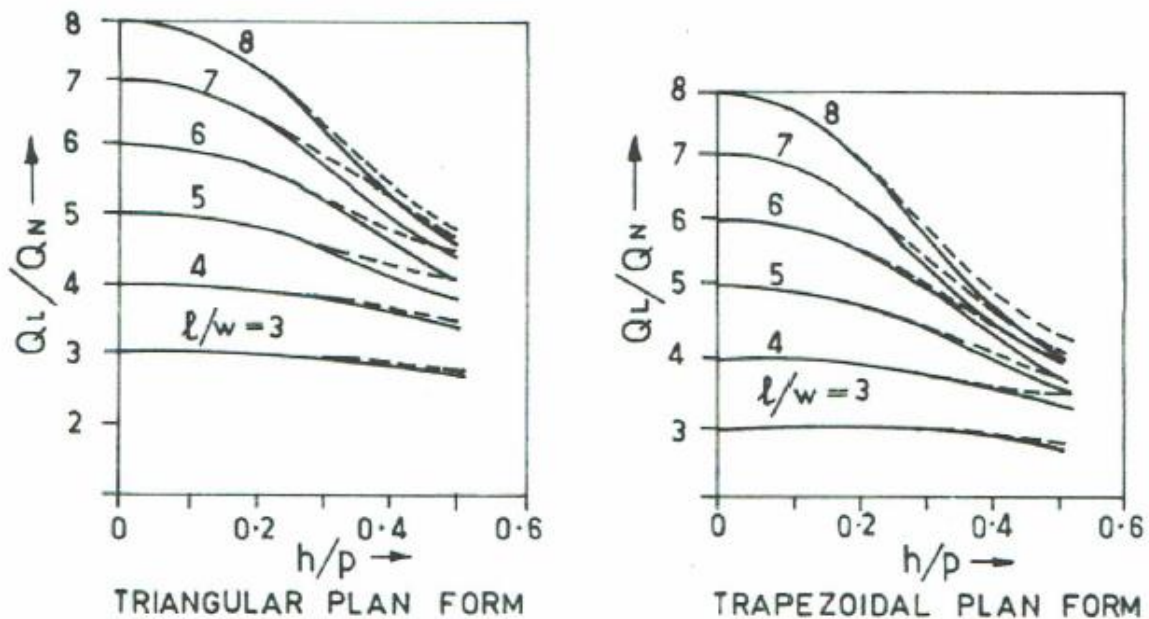


Figure 3 Design charts for labyrinth weir (shown in Hay and Taylor 1970):

- No downstream interference
- - - - - Downstream interference

Figure IV.17 : Abaque de déversoir labyrinthe trapézoïdales et triangulaire

D'après l'abaque :

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

$$L = 4 \times 25 = 100\text{m}$$

On deux cycle : $l = 50\text{m}$

Pour le cas Dun trapèze on : $l = 4a + 2b$

On pose $a = 4\text{ m}$ donc $b = 17\text{m}$

$$\alpha \rightarrow \sin \alpha = \frac{\frac{w}{2} - 2a}{b}$$

$$\alpha = 12.37^\circ$$

$$\sin \alpha \text{ max} = \frac{\frac{w}{2}}{b + 2a}$$

$$\sin \alpha \text{ max} = 25.53^\circ$$

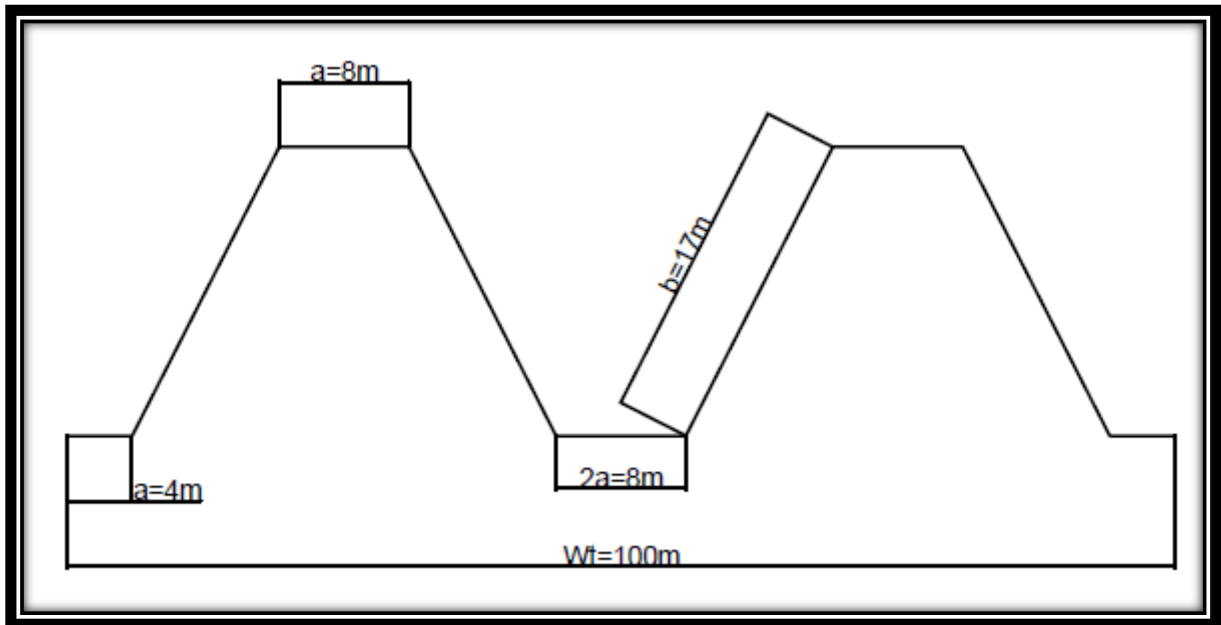


Figure IV.18 : Dimension du déversoir labyrinthe

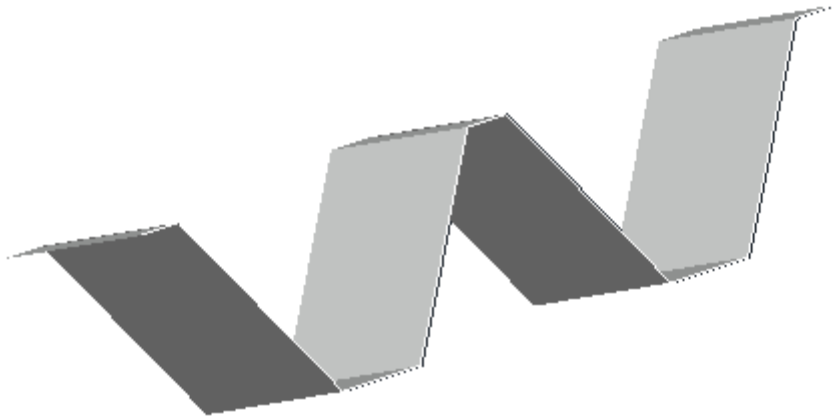


Figure IV.19 : Vue en 3D du déversoir labyrinthe

IV.4.2.3 Chenal d'écoulement

Le chenal d'écoulement, situé juste en aval du déversoir, est généralement de forme rectangulaire, considérée comme la plus adéquate. En raison de sa courte longueur, l'écoulement dans ce chenal n'est généralement pas uniforme. Un ressaut se forme immédiatement en aval du déversoir, ce qui entraîne un écoulement torrentiel. La pente du chenal est de 1%. Pour vérifier les conditions d'écoulement, il est nécessaire de calculer la profondeur critique " y_c " et la pente critique.

Profondeur critique $y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}}$

Avec :

- **Q** : Débit à évacuer (m^3/s), **Q = 1834m³/s**
- **b** : largeur du chenal, **b=100 m**

$$y_c = 3.24m$$

La profondeur normale (h_n):

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

$$Q = S \times C \times \sqrt{R \times I}$$

Avec :

S : Section du chenal d'écoulement en m^2 .

C : Coefficient de Chézy (caractérise le frottement) en $\frac{m^{1/2}}{s}$

$$C = \frac{R^{1/6}}{n}$$

n : Coefficient de rugosité de Manning. $n = 0.015 \text{ s}/m^{0.5}$ (Béton).

R : Rayon hydraulique en m.

$$R = \frac{S}{P}$$

P : Le périmètre mouillé en m.

b : La largeur du chenal d'écoulement en m.

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante :

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

La résolution de cette équation se fait par la méthode des itérations. Les résultats des calculs sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.14: Calcul itératif de la hauteur normale pour le chenal d'écoulement.

hn	b	S	P	R	racine R	i	racine i	n	C	v	Q
1	100	100	102	0.980	0.990	0.01	0.10	0.02	66.56	6.59	659.01
1.05	100	105	102.1	1.028	1.014	0.01	0.10	0.02	66.82	6.78	711.53
1.1	100	110	102.2	1.076	1.037	0.01	0.10	0.02	67.08	6.96	765.48
1.15	100	115	102.3	1.124	1.060	0.01	0.10	0.02	67.32	7.14	820.83
1.2	100	120	102.4	1.172	1.083	0.01	0.10	0.02	67.55	7.31	877.55
1.25	100	125	102.5	1.220	1.104	0.01	0.10	0.02	67.78	7.48	935.61
1.3	100	130	102.6	1.267	1.126	0.01	0.10	0.02	67.99	7.65	994.98
1.35	100	135	102.7	1.315	1.147	0.01	0.10	0.02	68.20	7.82	1055.65
1.4	100	140	102.8	1.362	1.167	0.01	0.10	0.02	68.40	7.98	1117.59
1.45	100	145	102.9	1.409	1.187	0.01	0.10	0.02	68.60	8.14	1180.77
1.5	100	150	103	1.456	1.207	0.01	0.10	0.02	68.79	8.30	1245.18
1.55	100	155	103.1	1.503	1.226	0.01	0.10	0.02	68.97	8.46	1310.79
1.6	100	160	103.2	1.550	1.245	0.01	0.10	0.02	69.15	8.61	1377.59
1.65	100	165	103.3	1.597	1.264	0.01	0.10	0.02	69.32	8.76	1445.55
1.7	100	170	103.4	1.644	1.282	0.01	0.10	0.02	69.49	8.91	1514.66
1.75	100	175	103.5	1.691	1.300	0.01	0.10	0.02	69.65	9.06	1584.91
1.8	100	180	103.6	1.737	1.318	0.01	0.10	0.02	69.81	9.20	1656.27
1.85	100	185	103.7	1.784	1.336	0.01	0.10	0.02	69.96	9.34	1728.73
1.9	100	190	103.8	1.830	1.353	0.01	0.10	0.02	70.11	9.49	1802.27
1.95	100	195	103.9	1.877	1.370	0.01	0.10	0.02	70.26	9.63	1876.89

D'où : $h_n = 1.95 m$

$h_c = 3.95m > h_n = 1.95m \Rightarrow$ La condition pour la hauteur normale dans le chenal d'écoulement est vérifiée et l'écoulement est **Torrentiel**.

IV.4.2.4 Convergent

Un convergent est une structure en forme de V située en amont d'un barrage, conçue pour concentrer et accélérer le flux d'eau de la retenue vers l'évacuateur de crue. En rétrécissant le passage de l'eau, il permet d'augmenter le débit évacué en cas de crue, réduisant ainsi les risques de débordement et de dommages aux infrastructures environnantes. Ce dispositif est essentiel pour assurer la sécurité et l'efficacité de l'évacuateur de crue.

Méthode de calcul :

Pour $\theta < 10^\circ$

$$\theta = \tan^{-1}\left(\left(\frac{1}{2Fr_1}\right) \times \left(\frac{b_1}{b_2} - 1\right)\right)$$

$$\frac{Fr_2}{Fr_1} = \frac{1}{2} \times \left(1 + \frac{b_2}{b_1}\right)$$

Pour $\theta > 10^\circ$

$$\tan\theta = \frac{1}{3Fr}$$

➤ Donner de calcul :

Débit de calcul : $Q=1834\text{m}^3/\text{s}$.

Largeur à l'entrée du convergent $b_1=100\text{m}$.

Largeur à l'entrée du convergent $b_2=60\text{m}$.

Vitesse à l'entrée du convergent : $V_1=9.36\text{m/s}$.

Hauteur à l'entrée du convergent : $h_1=1.95\text{m}$

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

$$Fr_1 = \frac{V_1}{\sqrt{g \times h_1}} = \frac{9.36}{\sqrt{9.81 \times 1.95}} = 2.14 \text{ donc régime torrentiel}$$

$$\theta = \tan^{-1}\left(\left(\frac{1}{2 \times 2.14}\right) \times \left(\frac{100}{60} - 1\right)\right)$$

$$\theta = 8.85^\circ < 10^\circ$$

$$\frac{Fr2}{2.14} = \frac{1}{2} \times \left(1 + \frac{60}{100}\right)$$

Alors : Fr2=2.78 régime torrentiel assure

➤ **Calcul la profonde normal à la sortie du convergent :**

$$Fr2 = \frac{v2}{\sqrt{g \times h2}}$$

$$v2 = \frac{Q}{s} = \frac{Q}{b2 \times h2}$$

• **Par approximation successif :**

$$h2 = 2.3m$$

➤ **Calcul profondeur critique à la sortie du convergeant :**

• **Profondeur critique** $y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}} = 4.56m$

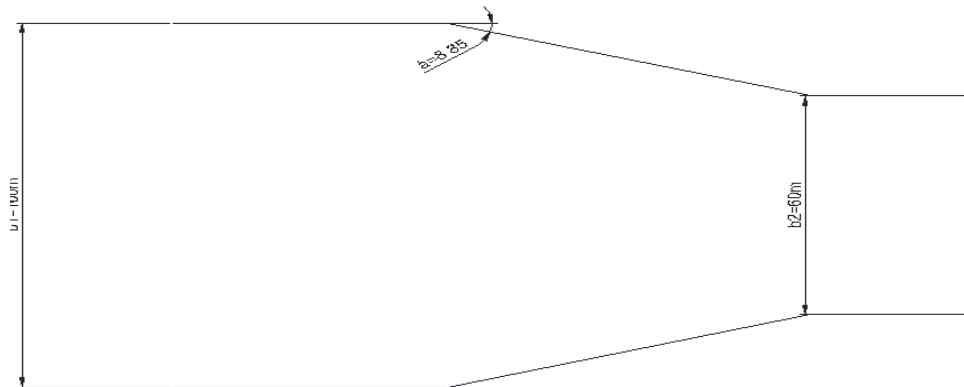


Figure IV.20 : Dimension du convergent

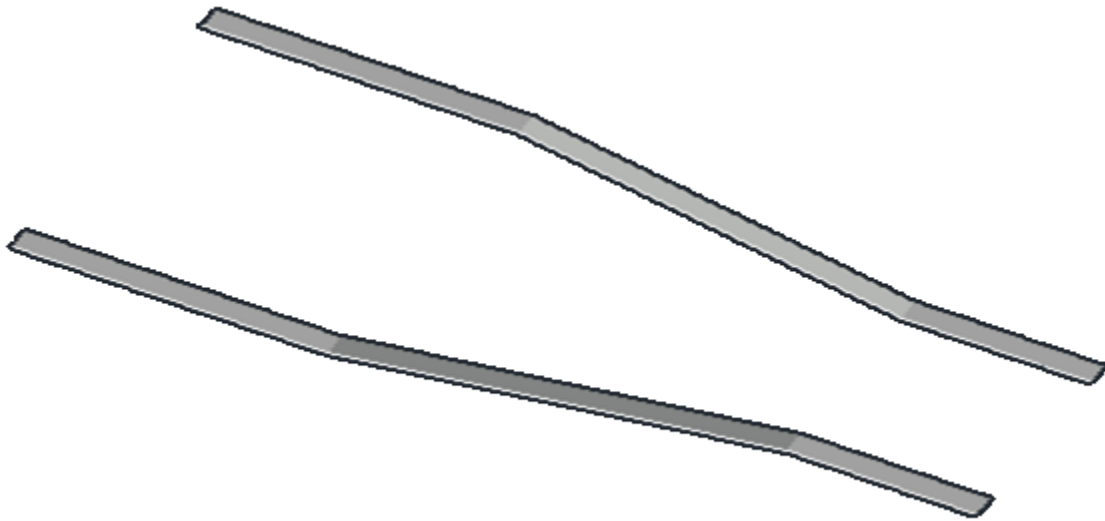


Figure IV.21 :Vue en 3D du convergent

IV.4.2.5 Coursier

Le coursier suit le convergent et guide l'eau vers le bassin de dissipation. Il est recommandé de lui attribuer une section rectangulaire pour garantir un écoulement régulier. En aval du déversoir, le coursier converge sur une distance d'environ 100 m avec une largeur de 60 m. La pente de cette section est de 10%.

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.

$b_2= 60\text{m}$, $h_n=1.95\text{m}$, $h_c=4.56\text{m}$ et l'écoulement est torrentiel

Ces paramètres sont favorables jusqu'au le coursier atteindre une longueur de 100 m p jusqu'au l'entrée du bassin de dissipation.

➤ Méthode indirecte d'intégration numérique :

Cette méthode représente une solution à l'équation différentielle du mouvement pour les canaux prismatiques, où l'équation à résoudre, en supposant que la dérivée partielle du débit par rapport à la distance x est nulle, se présente comme suit :

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - S_f}{1 - Fr^2}$$

Avec :

S_0 : pente du fond.

S_f : pente de la ligne d'énergie.

D'après 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 :

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

On donne des valeurs arbitraires à y_i et on calcul la distance Δx correspondante aux profondeurs y_i ,

Et on calcul la profondeur moyenne : $Y_{moy} = \frac{y_{i+1} + y_i}{2}$

Il s'agit d'une méthode pour calculer la section mouillée moyenne et le rayon hydraulique moyen en utilisant des pas de discrétisation (Δx) à chaque valeur de y_i , en utilisant y_{moy} . On accumule Δx jusqu'à ce que la somme dépasse la longueur L du coursier. Ensuite, on continue avec une valeur $y_i' < y_i$ jusqu'à ce que la somme de Δx soit égale à la longueur L du coursier. Ces résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.15: Calcul de ligne d'eau par la méthode d'intégration indirecte.

y	y moy	Smoy	P moy	R moy	Fr	Fr ^2	1-Fr^2	$n^2 \times Q^2 / (A^2 \times R^{\frac{4}{3}})$	Sf	I0-G1	Δx	L
4.56												0
4.51	4.535	272.1	69.07	3.9395	1.0105	1.0212	-0.0212	-4.6482	0.0016	0.0984	-0.0215	0.0215
4.46	4.485	269.1	68.97	3.9017	1.0275	1.0557	-0.0557	-1.7651	0.0017	0.0983	-0.0567	0.0782
4.41	4.435	266.1	68.87	3.8638	1.0449	1.0918	-0.0918	-1.0702	0.0017	0.0983	-0.0934	0.1716
4.36	4.385	263.1	68.77	3.8258	1.0628	1.1296	-0.1296	-0.7577	0.0018	0.0982	-0.132	0.3036
4.31	4.335	260.1	68.67	3.7877	1.0813	1.1691	-0.1691	-0.5802	0.0019	0.0981	-0.1724	0.4759
4.26	4.285	257.1	68.57	3.7495	1.1002	1.2105	-0.2105	-0.4657	0.0019	0.0981	-0.2147	0.6907
4.21	4.235	254.1	68.47	3.7111	1.1198	1.2539	-0.2539	-0.3859	0.002	0.098	-0.2592	0.9498
4.16	4.185	251.1	68.37	3.6727	1.1399	1.2994	-0.2994	-0.327	0.0021	0.0979	-0.3058	1.2556
4.11	4.135	248.1	68.27	3.6341	1.1606	1.3471	-0.3471	-0.2818	0.0022	0.0978	-0.3548	1.6105
4.06	4.085	245.1	68.17	3.5954	1.182	1.3972	-0.3972	-0.2461	0.0023	0.0977	-0.4064	2.0169
4.01	4.035	242.1	68.07	3.5566	1.2041	1.4498	-0.4498	-0.2171	0.0024	0.0976	-0.4606	2.4775
3.96	3.985	239.1	67.97	3.5177	1.2268	1.505	-0.505	-0.1932	0.0025	0.0975	-0.5177	2.9952
3.91	3.935	236.1	67.87	3.4787	1.2502	1.5631	-0.5631	-0.173	0.0026	0.0974	-0.5779	3.5731
3.86	3.885	233.1	67.77	3.4396	1.2745	1.6243	-0.6243	-0.1559	0.0027	0.0973	-0.6413	4.2144
3.81	3.835	230.1	67.67	3.4003	1.2995	1.6886	-0.6886	-0.1412	0.0028	0.0972	-0.7083	4.9227
3.76	3.785	227.1	67.57	3.361	1.3253	1.7564	-0.7564	-0.1284	0.0029	0.0971	-0.7789	5.7016

3.71	3.735	224.1	67.47	3.3215	1.352	1.8279	-0.8279	-0.1171	0.003	0.097	-0.8537	6.5553
3.66	3.685	221.1	67.37	3.2819	1.3796	1.9033	-0.9033	-0.1072	0.0031	0.0969	-0.9327	7.488
3.61	3.635	218.1	67.27	3.2422	1.4082	1.983	-0.983	-0.0984	0.0033	0.0967	-1.0164	8.5044
3.56	3.585	215.1	67.17	3.2023	1.4377	2.0671	-1.0671	-0.0905	0.0034	0.0966	-1.1051	9.6095
3.51	3.535	212.1	67.07	3.1624	1.4683	2.1561	-1.1561	-0.0834	0.0036	0.0964	-1.1992	10.8086
3.46	3.485	209.1	66.97	3.1223	1.5001	2.2502	-1.2502	-0.077	0.0038	0.0962	-1.2991	12.1077
3.41	3.435	206.1	66.87	3.0821	1.5329	2.3499	-1.3499	-0.0712	0.0039	0.0961	-1.4053	13.513
3.36	3.385	203.1	66.77	3.0418	1.567	2.4556	-1.4556	-0.0659	0.0041	0.0959	-1.5183	15.0313
3.31	3.335	200.1	66.67	3.0013	1.6024	2.5677	-1.5677	-0.061	0.0043	0.0957	-1.6387	16.67
3.26	3.285	197.1	66.57	2.9608	1.6391	2.6867	-1.6867	-0.0566	0.0045	0.0955	-1.7671	18.4371
3.21	3.235	194.1	66.47	2.9201	1.6773	2.8132	-1.8132	-0.0525	0.0048	0.0952	-1.9042	20.3413
3.16	3.185	191.1	66.37	2.8793	1.7169	2.9478	-1.9478	-0.0488	0.005	0.095	-2.0508	22.3922
3.11	3.135	188.1	66.27	2.8384	1.7582	3.0911	-2.0911	-0.0453	0.0053	0.0947	-2.2078	24.6
3.06	3.085	185.1	66.17	2.7973	1.8011	3.2439	-2.2439	-0.0421	0.0056	0.0944	-2.3761	26.9761
3.01	3.035	182.1	66.07	2.7562	1.8458	3.4068	-2.4068	-0.0391	0.0059	0.0941	-2.5568	29.5329
2.96	2.985	179.1	65.97	2.7149	1.8923	3.5809	-2.5809	-0.0363	0.0062	0.0938	-2.7512	32.2841
2.91	2.935	176.1	65.87	2.6734	1.9409	3.7671	-2.7671	-0.0338	0.0065	0.0935	-2.9605	35.2446
2.86	2.885	173.1	65.77	2.6319	1.9916	3.9663	-2.9663	-0.0314	0.0069	0.0931	-3.1864	38.4309
2.81	2.835	170.1	65.67	2.5902	2.0445	4.1799	-3.1799	-0.0291	0.0073	0.0927	-3.4306	41.8615
2.76	2.785	167.1	65.57	2.5484	2.0998	4.4091	-3.4091	-0.0271	0.0077	0.0923	-3.695	45.5566
2.71	2.735	164.1	65.47	2.5065	2.1576	4.6554	-3.6554	-0.0251	0.0082	0.0918	-3.9821	49.5386
2.66	2.685	161.1	65.37	2.4644	2.2182	4.9203	-3.9203	-0.0233	0.0087	0.0913	-4.2942	53.8329
2.61	2.635	158.1	65.27	2.4222	2.2816	5.2058	-4.2058	-0.0216	0.0093	0.0907	-4.6346	58.4675
2.56	2.585	155.1	65.17	2.3799	2.3481	5.5137	-4.5137	-0.02	0.0098	0.0902	-5.0066	63.474
2.51	2.535	152.1	65.07	2.3375	2.4179	5.8465	-4.8465	-0.0185	0.0105	0.0895	-5.4142	68.882
2.46	2.485	149.1	64.97	2.2949	2.4913	6.2065	-5.2065	-0.0171	0.0112	0.0888	-5.8621	74.7504
2.41	2.435	146.1	64.87	2.2522	2.5684	6.5968	-5.5968	-0.0157	0.0119	0.0881	-6.356	81.1063
2.36	2.385	143.1	64.77	2.2094	2.6496	7.0204	-6.0204	-0.0145	0.0128	0.0872	-6.9022	88.0085
2.31	2.335	140.1	64.67	2.1664	2.7352	7.4811	-6.4811	-0.0133	0.0137	0.0863	-7.5086	95.5172
2.26	2.285	137.1	64.57	2.1233	2.8254	7.983	-6.983	-0.0122	0.0147	0.0853	-8.1845	103.7017

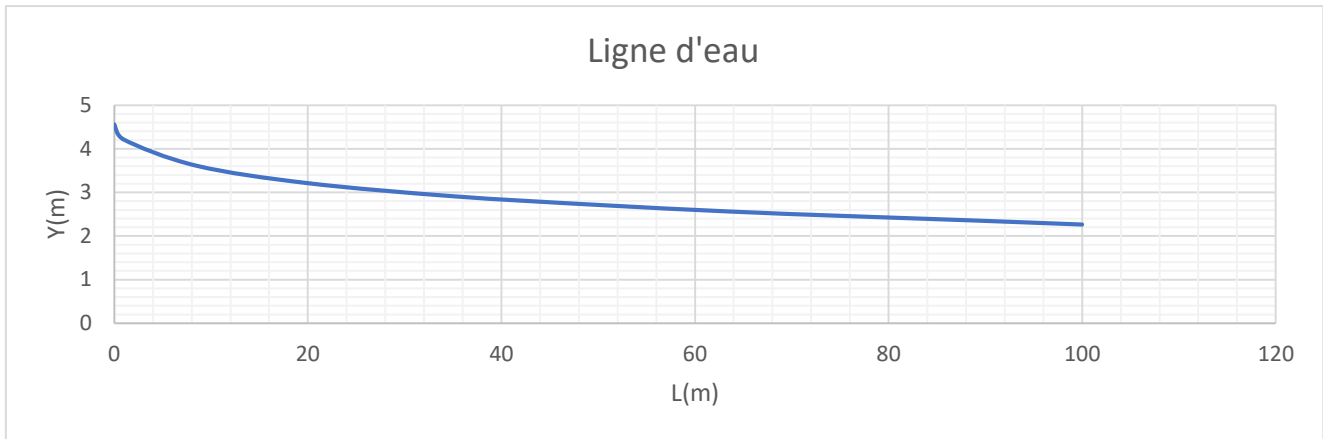


Figure IV.22 : ligne d’eau dans le coursier (type S2)

✓ **Détermination de la hauteur des murs bajoyers :**

Les hauteurs des murs bajoyers sont déterminées comme suit :

$$H_{bj} = H + R$$

Avec :

R : Revanche (m).

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

Et selon la ligne d'eau, les hauteurs des murs varient dans chaque tronçon de coursier en fonction de la profondeur de l'eau et de la vitesse de l'écoulement. Les calculs des hauteurs des murs sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.16 : Hauteur des murs bajoyers dans le coursier.

L (m)	H (m)	V m/s	R (m)	H _{baj}
1.00	4.21	7.26	0.14	4.35
8.50	3.61	8.47	0.14	3.75
20.00	3.21	9.52	0.13	3.34
35.00	2.91	10.50	0.13	3.04
50.00	2.71	11.28	0.13	2.84
63.50	2.56	11.94	0.13	2.69
75.00	2.46	12.43	0.13	2.59
88.00	2.36	12.95	0.13	2.49
100.00	2.26	13.53	0.13	2.39

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

✓ Aération de coursier

Lorsque l'écoulement atteint des vitesses élevées dans le coursier, il existe un risque accru de dommages dus à l'érosion du fond, principalement en raison de la cavitation. Ce phénomène commence à se produire lorsque la vitesse V dépasse V_{cr}.

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

$$V_{cr} = 6.63 \times \sqrt{g \times R \cos \theta} \times \sqrt{\frac{0.0011}{R^2} + 1} \times \left(\frac{8.71 \times n}{R^{1/6}} + 1 \right)$$

Avec :

V_{cr} : La vitesse critique.

θ : Angle d'inclinaison du radier du coursier. R : Rayon hydraulique.

n : Coefficient de rugosité. (n=0.015).

Le calcul de V_{cr} pour chaque section dans le coursier est représenté dans le tableau suivant :

Tableau IV.17 : Vérification de phénomène d'aération dans le coursier.

Section	Y	R	V _{cr}	V	V _{cr} > V
0	4.21	3.692	13.38	7.26	vérifié
1	3.61	3.222	12.53	8.47	vérifié
2	3.21	2.900	11.90	9.52	vérifié
3	2.91	2.653	11.40	10.50	vérifié
4	2.71	2.485	11.05	11.28	Non vérifié
5	2.56	2.359	10.78	11.94	Non vérifié
6	2.46	2.274	10.59	12.43	Non vérifié
7	2.36	2.188	10.40	12.95	Non vérifié
8	2.26	2.102	10.20	13.53	Non vérifié

Condition d'écoulement non aéré à partir de la section 4 jusqu'à la section 8 dans le coursier est non vérifiée donc problème des vagues roulantes.

Dans la section 8 pour que la condition soit vérifiée il faut que V < V_{cr}

Si on prend V= 13.53 m/s la rugosité sera :

$$n = \frac{R^{1/6} \times \sqrt{RI}}{V_{adm}}$$

Alors le coefficient de rugosité doit être supérieur 0.017 à pour éviter l'écoulement airé et non apparition de phénomène des vagues roulantes.

IV4.2.6 Saut de ski :

➤ Description

Les effets essentiels d'un saut de ski sont d'éloigner de l'ouvrage un jet d'eau guidé par une auge recourbée vers le haut et de dissiper une partie de l'énergie du jet dans l'air. Le saut de ski se situe soit au pied d'un barrage, soit à une hauteur intermédiaire entre le niveau de la rivière et le couronnement. Le canal amont de l'auge est un coursier à pente considérable. **Figure IV.23** montre une disposition typique d'un saut de ski combiné avec un barrage. Pour influencer en pratique la direction et la compacité du jet sortant.

Type 1 : Auge horizontale à exécution la plus répandue, le jet est dirigé dans la direction de l'axe du coursier et reste assez compact.

Type 2 : Auge latéralement inclinée où le jet sortant est dévié latéralement et en même temps dispersé verticalement.

Type 3 : Auge latéralement incurvée où, selon la courbure, le jet est dispersé verticalement (courbure concave) ou latéralement (courbure convexe).

Type 4 : le drainage de l'auge pebrefalble au centre la rigole évitant la formation d'un ressaut par pour des débits.

Type 5 : auge avec becs longitudinaux de par un fractionnement par un échelonnement de l'angle de départ du saut de ski, le jet devient moins compact dans la direction verticale ce qui réduit sont potentiel d'affouillement a l'impact du lit aval.

Type 6 : Auge avec dents de dissipation où selon la forme des dents (par exemple de cônes) la trajectoire et la géométrie du jet sortant sont modifiées.

Type 7 : Le jet plonge vers le longitudinales rarement utilisé pour des auges noyées, pour éviter que le jet prolonge vers le lit.

- A cause des vitesses d'approche élevées de l'ordre de $V = 20$ à 40 ms, le jet sortant de l'auge entraîne volume d'air important A partir du point de détachement du jet, Celui-ci peut être considère comme un mélange eau-air. Selon la trajectoire parcourue, un jet d'eau avec une faible concentration d'air rejoint le fond (petites distances) ou des gouttes d'eau retombent à terre (longues distances). C'est dans ce deuxième cas que la dissipation d'énergie par formation de gouttes est déjà plus ou moins accomplie dans Lair. Il importe donc de ne prévoir qu'une protection moyenne du fond à l'endroit de l'impact du jet. Si, par contre, le jet reste encore compact, il est nécessaire de bien protéger le fond contre l'affouillement. Pour configurations particulières en présence de roche solide, l'érosion locale peut être acceptée.

- Le saut de ski dirige le jet d'eau en un endroit d'impact déterminé et il est nécessaire de bien examiner toutes les conséquences de cet impact du point de vue de l'endommagement de la rivière et de son lit y a également lieu de tenir compte des effets éventuels sur les ouvrages annexes situés près d'un site de barrage qui pourraient souffrir de la présence de brume dans l'air. Il est recommandé de vérifier les caractéristiques d'écoulement par des essais sur modèle réduit.

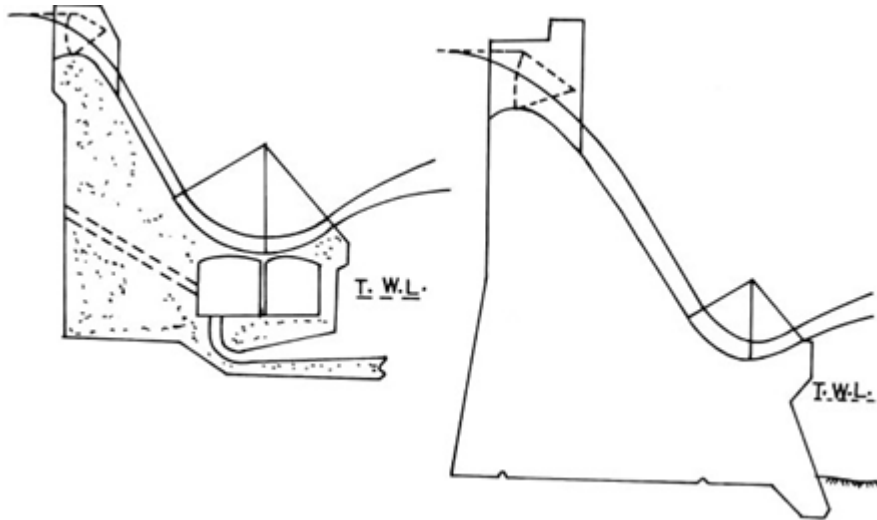


Figure IV.23 :Schéma du jet de ski

✓ **Caractéristique de l'écoulement sur le jet :**

A cause de vitesse élevée V_0 le nombre de Froude $\gg 1$ l'écoulement est torrentiel et des effets d'aération peuvent se manifester.

La charge à la section $Y=0$

$$H_0 = h_0 + \frac{q^2}{2gh_0^2} = h_0 \left(1 + \frac{1}{2} Fr^2 \right) \dots \dots \dots (IV.32)$$

La répartition transversale des vitesse $V=V(r)$ à travers l'Auge a angle d'ouverture β suit avec le rayon de courbure r d'une ligne courant :

$$V \times r = \text{constante}$$

En tenant compte la surface libre et $V \times r = V_s \times r_s = V_s(R-h_0)$ et par intégration on obtient :

$$q = V_s(R-h_0) \times \ln \left[1 - \frac{h_0}{R} \right] \dots \dots \dots (IV.33)$$

Évidement $h_0 < R$ pour $\varepsilon = h_0 < R \ll 1$ cette relation peut être approché par :

$$\frac{q}{V_s \times h_0} = (1-\varepsilon) \left(1 + 0.5\varepsilon + \frac{1}{3} \varepsilon^2 \right) \dots \dots \dots (IV.34)$$

La répartition transversale de la pression P_r se calcule d'après l'équation de Bernoulli

$$\frac{\Delta PF}{\rho g h_0} = Fr^2 \frac{h_0}{R} \dots\dots\dots (IV.35)$$

Méthode de calculs :

- Rayon de godet : R=3m.
- La hauteur d'eau à l'entrée de jet : H₀=H au fin coursier =2.26m.
- L'angle β=40°.
- L'angle sous la trajectoire δ=10°.
- Nombre de Froude à la fin du coursier Fr=2.8

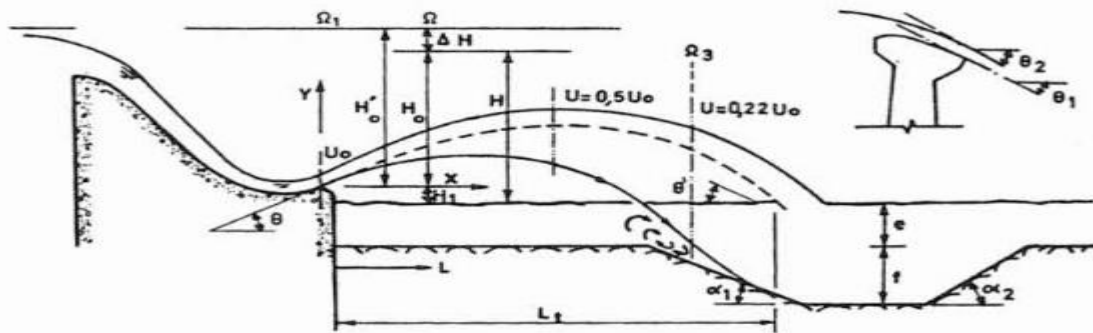


Figure IV.24 : Schéma descriptif de la trajectoire de saute de ski

On calcul H₀/R:

- H₀/R=3/2.26=1.33

Et $\frac{q}{R(2gH_0)^{1/2}} = \frac{1}{3} \dots\dots\dots (IV.36)$

- Donc q=6.66m²/s

On a H₀= h₀(1+ $\frac{1}{2}$ Fr²)..... (IV.37)

Par approximation successif :

h₀=0.45m.

Et V₀=14.8m/s

$$\frac{\Delta P}{\rho g} = \frac{q^2}{2gh_0^2} \left[2\varepsilon \left(1 - \frac{1}{2}\varepsilon \right) (1 - \varepsilon)^{-1} \right] \dots\dots\dots (IV.38)$$

ΔP =3.65

$$\frac{\Delta PF}{\rho g h_0} = Fr^2 \frac{h_0}{R} \dots\dots\dots (IV.39)$$

ΔPF = 51KN/m²

Le coefficient de surpression :

$$C_p = \frac{\Delta P F}{\rho g H_0} \dots \dots \dots (IV.40)$$

$$C_p = 2.3$$

Trajectoire du jet :

La trajectoire d'un jet plan quittant un saut de ski peut être approximativement déterminée par une analyse balistique, en considérant le jet comme un point de masse projeté dans l'air avec une vitesse initiale (Vd) et une inclinaison initiale (α). Cette hypothèse néglige la pression interne résiduelle dans le jet et est valide lorsque le nombre de Froude (Fr) est beaucoup plus grand que 1Fr >> 1. En négligeant la résistance de l'air sur le jet d'eau, la trajectoire du jet devient :

$$Y = \tan \delta \times X - \frac{g X^2}{2 V_d^2 \cos^2(\delta)} \dots \dots \dots (IV.41)$$

Où

Vd :vitesse de départ d'inclinaison δ:

$$V_d = V_0 \cos(\delta) \dots \dots \dots (IV.42)$$

Les coordonnées de la trajectoire sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau IV.18 : Les coordonnées de la trajectoire du jet.

X(m)	Y(m)
0	0
1	3.74
2	6.97
3	9.68
4	11.88
5	13.56
6	14.72
7	15.37
8	15.51
9	15.13
10	14.23
11	12.82
12	10.90
13	8.45
14	5.50
15	2.02

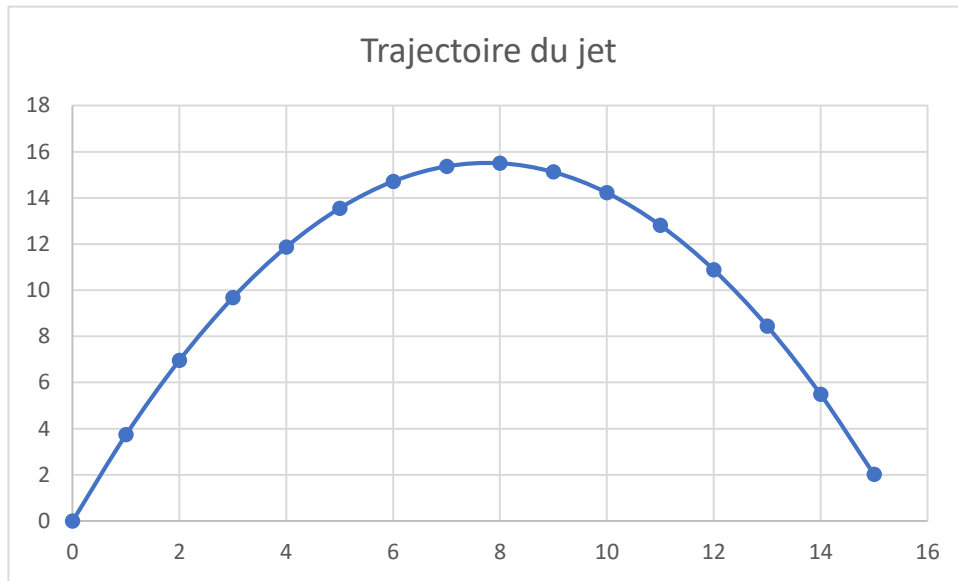


Figure IV.25 la trajectoire de saute de ski

Affouillement par jet :

✓ **Description du phénomène et mesures :**

L'affouillement causé par des jets à haute vitesse se produit en aval des évacuateurs de crue des grands barrages. Ce phénomène, lié à l'impact des jets sur le lit de la rivière, peut avoir des conséquences graves sur la stabilité de l'ouvrage principal et de ses structures annexes. Lorsqu'un jet est dirigé vers une surface érodable, une érosion locale par affouillement se forme après un certain temps. Bien que l'extension de cette érosion soit généralement limitée, sa profondeur peut être suffisamment importante pour endommager les fondations des structures. Le matériau érodé est ensuite transporté par la rivière et redéposé en aval, où il peut entraîner une surélévation du lit de la rivière. Il est crucial de connaître non seulement la profondeur de l'affouillement, mais aussi son étendue et la hauteur des dépôts formés en aval.

➤ **Géométrie de la fosse d'affouillement :**

- Longueur de l'origine jusqu'à le centre de la fosse.

$$Lm = \frac{lm}{D} = 1.5 + (C - 0.01\alpha)Fr \dots\dots\dots (IV.43)$$

pour $2 < Fr < 20$ et $30^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$

Avec $C=1$ pour le jet dénoyé et α en rad.

$Lm=4m$.

- Longueur de l'origine jusqu'à la fin de la fosse.

$$La = \frac{la}{D} = 2.5 [1 + \mu e^{(-0.03\alpha)} \times Fr] \dots\dots\dots (IV.44)$$

pour $2 < Fr < 20$ et $30^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$

Avec $\mu = 1.05$ pour le jet dénoyé .

$L_a = 7.80m$

- Longueur de l'origine jusqu'au maximum du dépôt.

$$LM = \frac{LM}{D} = 2.5 [1 + 30\mu M \alpha^{-1.25} \times Fr] \dots\dots\dots (IV.45)$$

Pour $2 < Fr < 20$ et $30^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$

Avec $\mu = 1.5$ pour le jet dénoyé.

$LM = 18.14m$

- Longueur de l'origine jusqu'à la fin du dépôt.

$$Lu = \frac{Lu}{D} = 2.5 [1 + 38.5\mu \alpha^{-1.25} \times Fr] \dots\dots\dots (IV.46)$$

Pour $2 < Fr < 20$ et $30^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$

Avec $\mu = 1.5$ pour le jet dénoyé

$Lu = 22.57m$

Une fosse de dissipation (d'affouillement) assure la protection avale et les parois de l'ouvrage sont protégées par des enrochements.

- Le profil géométrique de la fosse d'affouillement peut être exprimé par les coordonnées adimensionnelles Z/Z_m et $X_m = (x - x_m) / (x_a - x_m)$

$$\frac{Z}{z_m} = -1 + \frac{4}{9} X_m^2 + 4.75 X_m^3 \dots\dots\dots (IV.47)$$

pour $Z \leq 0$ $30^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$ et $\frac{Z}{z_M} = 2X_M - X_M^2$ pour $Z \leq 0$ $30^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$

- ✓ Les courbes commencent approximativement au point $X = -2/3$ et terminent au point $X = 1/3$.

Tableau IV.19 : Coordonnes du bassin d'affouillement.

Xm	Z/Zm	XM	Z/ZM
-0.7	0.0	-0.7	-1.8
-0.6	-0.2	-0.6	-1.5
-0.5	-0.4	-0.5	-1.2
-0.4	-0.6	-0.4	-0.9
-0.3	-0.8	-0.3	-0.6
-0.2	-0.9	-0.2	-0.4
-0.1	-1.0	-0.1	-0.1
0.0	-1.0	0.0	0.1
0.1	-0.8	0.1	0.2
0.2	-0.5	0.2	0.4
0.3	0.0	0.3	0.6

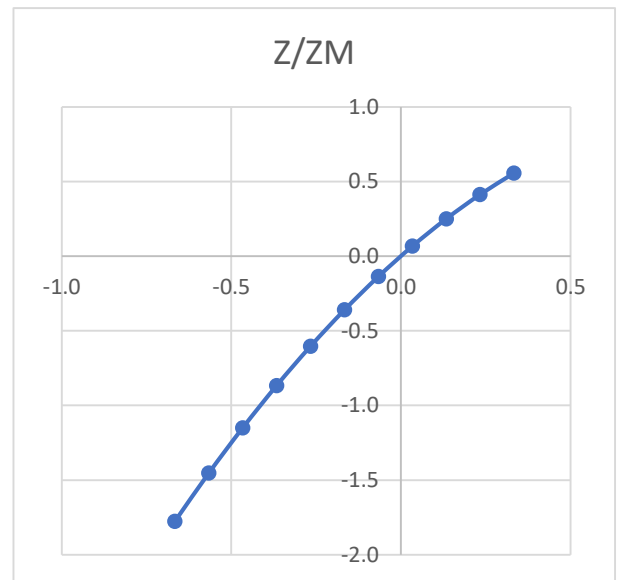
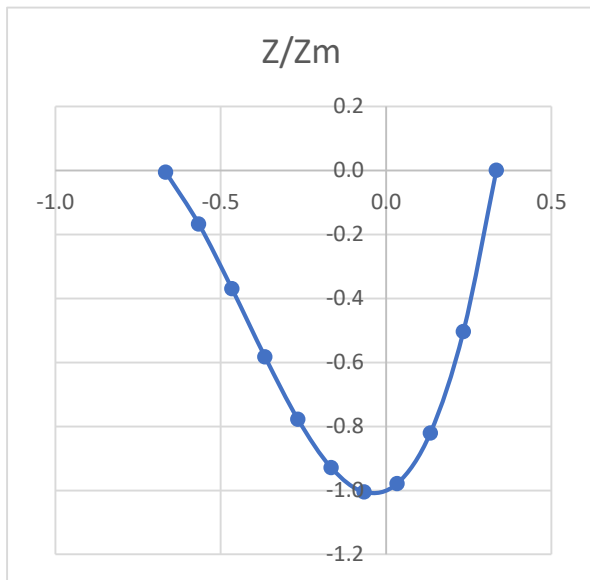


Figure IV.26 : Fausse d'affouillement de saute de ski

IV.5 Evacuateur puit

Introduction

Le déversoir de puits est un conduit fermé conçu pour transporter rapidement le débit de crue d'une altitude élevée à une altitude basse, sans l'effet de siphon. Utilisé pour les barrages, les structures de contrôle de l'érosion et les ponceaux routiers, ce type de déversoir est idéal dans des canyons étroits avec des pentes raides ou lorsque des tunnels de dérivation sont disponibles. Il permet d'atteindre le débit maximum à des hauteurs d'eau relativement faibles, rendant ce système approprié pour les réservoirs avec un espace de stockage limité. Les puits de chute peuvent également transférer l'eau dans les systèmes de drainage et d'approvisionnement en eau, souvent équipés d'entrées à flux vortex pour maintenir un écoulement tourbillonnant.

IV.5.2 Type de déversoir puits

Les déversoirs de puits sont classés en fonction de l'action hydraulique.

I. Déversoirs à flux axial dans le puits ainsi qu'à l'aval jambe ou tunnel. Différentes combinaisons de conditions d'écoulement sont possibles :

A. Libre circulation dans le puits ainsi que dans le tunnel.

B. Ecoulement libre dans le puits et écoulement sous pression dans le tunnel.

Flux de pression dans le puits et flux libre dans le tunnel.

D. Flux de pression dans le puits ainsi que dans le tunnel.

II. Déversoirs à écoulement vortex ou tourbillonnant dans le puits et écoulement axial dans le tunnel.

III. Déversoirs à écoulement axial dans le puits et écoulement tourbillonnaire dans le tunnel.

IV. Déversoirs à siphon.

IV.5.3 Déversoir de puits à flux axiale

Les principaux éléments d'un déversoir de puits sont une prise d'eau comprenant la crête du déversoir, transition de la crête au puits, au coude et au pied aval, et un tunnel et dissipateur d'énergie, comme le montre la figure 1. Bien que la plupart des déversoirs de puits aient leurs prises d'eau avec une crête de forme de plan circulaire et arbres cylindriques, les formes de plan rectangulaires ne sont pas rares. Déversoirs à puits avec disposition de puits doubles, pour augmenter le débit capacité, ont également été construites. Damulevicius et al. (1999) citent des exemples de petits déversoirs de puits de formes spéciales, construits en Lituanie comme illustré schématiquement sur la figure 2. Les déversoirs de puits de type coudé, comme le montre la figure 2, peuvent être commodément construits, où la topographie ne permet pas des conditions d'afflux radial, comme dans le cas du déversoir du puits rive gauche du barrage de Tehri. Inde.

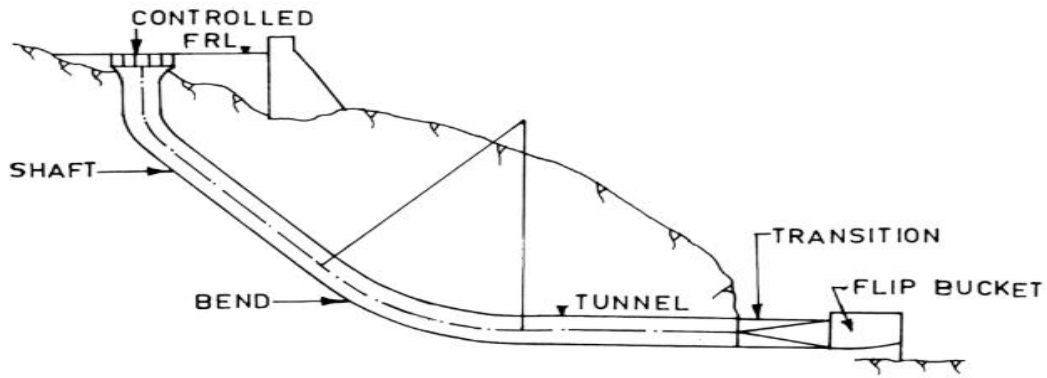


Figure IV.27 : Schéma descriptif du l'évacuateur puits

IV.5.4 Dimensionnement et calcul hydraulique de l'évacuateur de crues :

Les tulipes, dans lesquelles le déversoir est une courbe fermée (soit un cercle) et où l'eau est évacuée par un puits vertical prenant naissance dans la retenue et sortant en aval par un ouvrage en charge ou à surface libre après une section de contrôle. Au niveau inférieur, le puits de la tulipe vient se connecter par un coude à la galerie de dérivation provisoire.

➤ **Profil de crête**

Le profil de la crête d'une prise de gloire du matin est conforme à la surface inférieure d'une nappe s'écoulant sur un déversoir circulaire aéré à crête pointue pour diverses combinaisons de P/R et H_s/R , comme le montre la figure 4. R_s et H_s font référence à la crête pointue théorique. La tête au-dessus de la crête du déversoir H_o est considérée pour calcul de la capacité de décharge. H_o est lié à H_s , R_s et P . L'écoulement convergent au-dessus de la crête est influencé par la hauteur H_s , le rayon R_s , et la hauteur de la crête P , et est si complexe qu'un calcul mathématique généralisé.

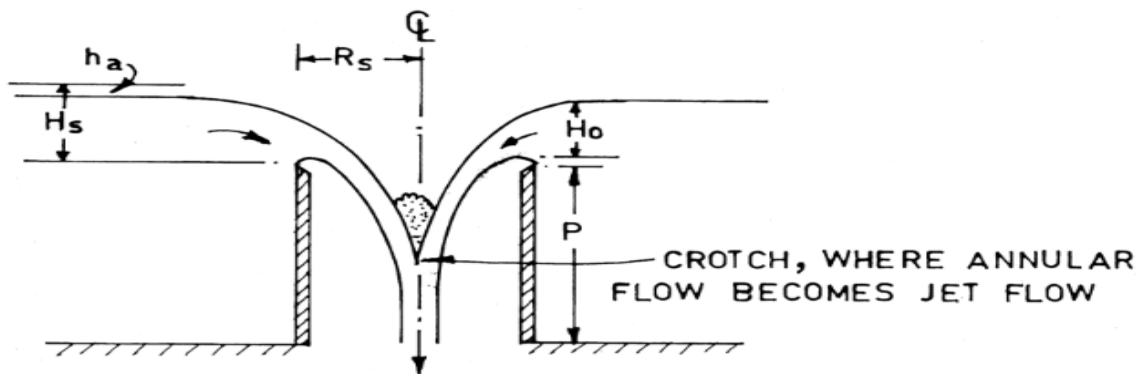


Figure IV.28 : Evacuateur puits

IV.5.4.1 Méthode USBR 1973 :

Donner de départ :

Débit déversant Q : 1834 m³/s

La hauteur déversant H_d : 4.62 m

➤ La conception implique une méthode d'essai. Les calculs commencent par une hypothèse

Valeur du rayon du cercle de crête et trouver le débit correspondant à

$H_d = 4.62$ m.

$$R \geq 0.286 \frac{Q^{1/2}}{H_d^{1/4}} \dots\dots\dots (IV.48)$$

$$R \geq 0.286 \frac{1834^{1/2}}{4.62^{1/4}} = 7.5 \text{ m} \dots\dots\dots (IV.49)$$

Donc le rayons du puits doit être supérieur à 7.5 m.

On suppose un rayon de 10 m.

$$\frac{H_d}{R} = \frac{4.62}{10} = 0.462$$

On cherche la valeur du coefficient de décharge C_0 qui correspond à une valeur de $\frac{P}{R} = 0.3$

Dans l'abaque suivante :

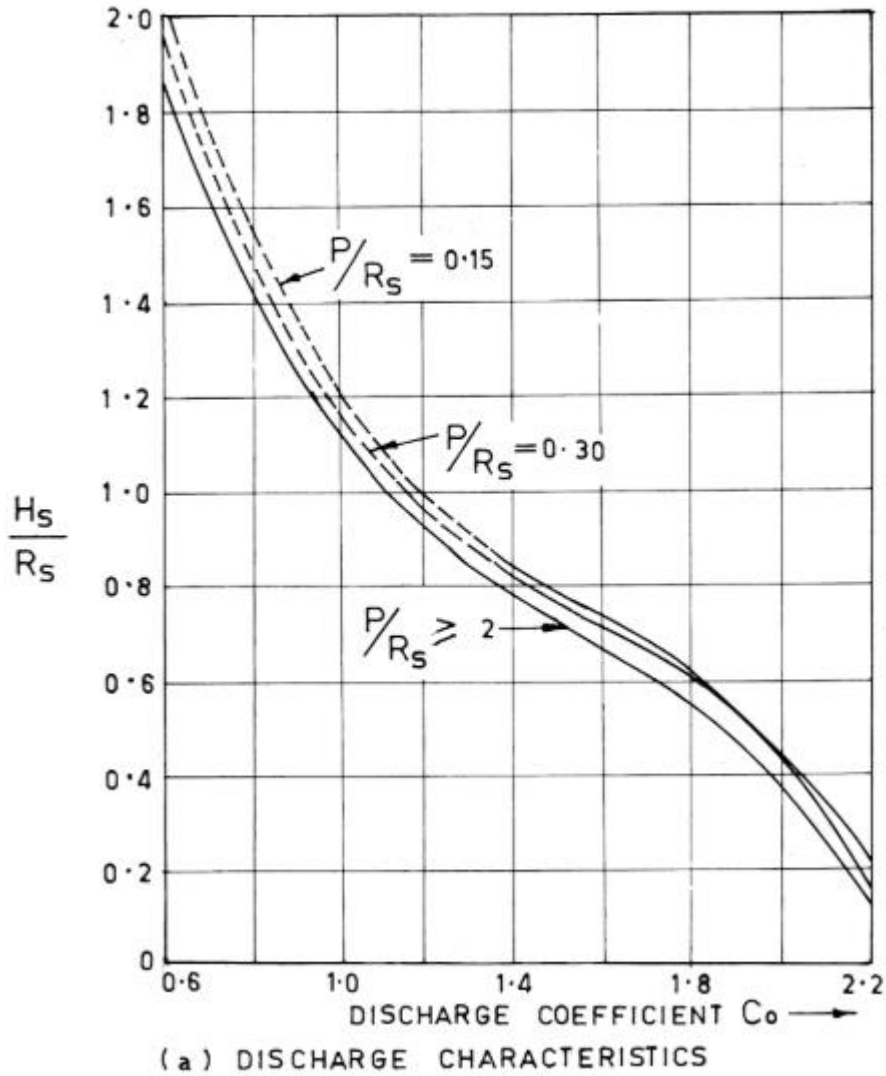


Figure IV.29 :Abaque du coefficient de décharge

D'après l'abaque $C_0=1.98$

On calcule le débit avec la formule :

$$Q=C_0 \times 2\pi \times R \times Hd^{3/2} \dots\dots\dots (IV.50)$$

$$Q=1.98 \times 2\pi \times 10 \times 4.62^{3/2} =1235.4m^3/s.$$

Ce n'est pas suffisant donc on prend une valeur de $R=14m$

$$\frac{Hd}{R} = \frac{4.62}{14} = 0.33 \text{ et } \frac{P}{R} = 0.3 \quad \longrightarrow \quad C_0=2.14$$

On recalcule le débit :

$$Q=2.14 \times 2\pi \times 14 \times 4.62^{3/2} =1869.3m^3/s. \text{ qui est suffisant .}$$

Donc $R=14m$ et $D=28m$.

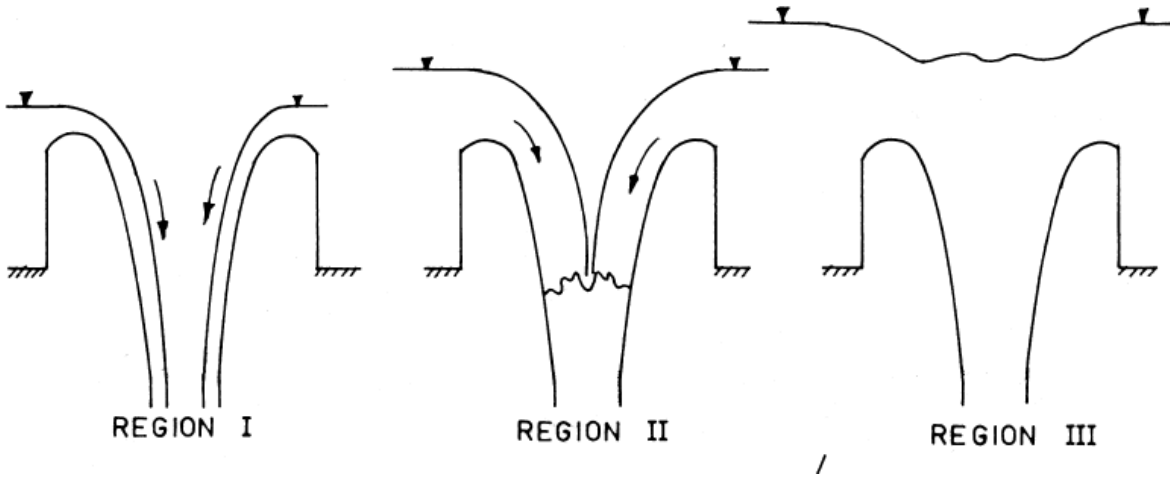


Figure IV.30 :Type d'écoulement dans le puit

Dans notre cas nous allons dimensionner le puits de la région 2, un écoulement partiellement noyé avec une section de control.

➤ Dessine le profil du jet :

Lazzari (1954) a déterminé l'équation du profil du jet comme suit :

$$z/H=0.608\left(\frac{x}{H}\right)^{1.8} \dots\dots\dots (IV.51)$$

Les coordonnées du profil sont déterminés dans le tableau suivant :

➤ Lazari (1954) trouve comme relation expérimentale entre H et la charge de dimensionnement Hd

Tableau IV.20 : Trajectoire du jet dans le puit.

X	H	HD
0.00	0.00	-
1.00	-0.18	-0.19
2.00	-0.62	-0.65
3.00	-1.29	-1.35
4.00	-2.17	-2.25
5.00	-3.24	-3.35
6.00	-4.50	-4.64
7.00	-5.93	-6.11
8.00	-7.55	-7.75
9.00	-9.33	-9.55
10.00	-11.28	-11.51
11.00	-13.39	-13.63
12.00	-15.66	-15.89
13.00	-18.08	-18.31
14.00	-20.66	-20.87

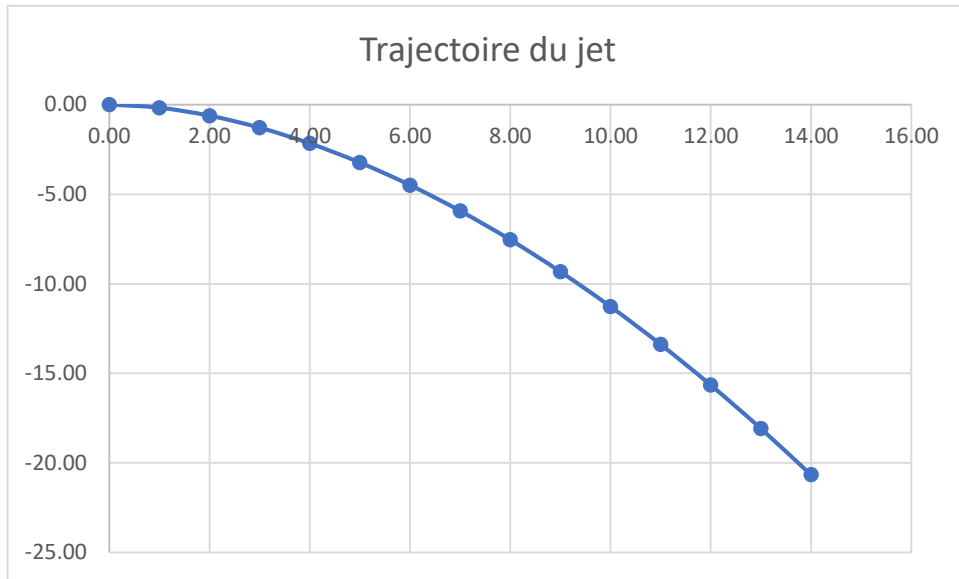


Figure IV.31 :Trajectoire du jet dans le puit

➤ D’après le profile la hauteur de tube verticale est 21m

➤ **Entrainement d’air naturel et forces dans un puits :**

La concentration moyenne d’Aire dans le coude :

$$Ca = \left[1 + 4 \left((1 - \exp \left[K \left(F_0^{\frac{4}{3}} - Fr^{\frac{4}{3}} \right) \right] \right)^{-1} \right] - 1 \dots\dots\dots (IV.52)$$

Ca : La concentration moyenne d’air dans une section.

Selon l’abaque on prend une valeur de F0-Fr de 5

Donc Ca=0.25

Pour une valeur de K=0.11

K: coefficient de rugosité.

$$K = 1.8\varepsilon + 0.0108 \dots\dots\dots (IV.53)$$

$$\beta = \frac{Q_{at}}{Q_e} \dots\dots\dots (IV.54)$$

$$\beta = 0.35 + 16.09Ca^{2.88} \dots\dots\dots (IV.55)$$

$$\beta = 0.65$$

$$\frac{Q_{ae}}{Q_e} = \frac{Ca}{1 - Ca} \dots\dots\dots (IV.56)$$

$$Q_{at} = 0.65 \times 1834$$

$$Q_{at}=1192.1\text{m}^3/\text{s}$$

$$Q_{total}=3026.1\text{m}^3/\text{s}$$

on assure un écoulement a surface libre dans la galerie.

On utilise la formule de Manning Strickler pour calcule le diamètre

$$Q=K \times S \times R^{2/3} \times \sqrt{I} \dots\dots\dots (IV.57)$$

Par approximation successifs

$$D=36.5\text{m}$$

Avec :

- K : nombre de Strickler on prend $K=75$ pour le béton
- I : la pente dans le coude est de 0.01%.
- Calcule la vitesse et nombre de Froude à la sortie de la galerie :

Sachant que :

$$V=\frac{Q}{S}=14.8\text{m/s}$$

$$\text{et } Fr=\frac{V}{\sqrt{g \times h}}=1.5$$

D'après ces résultats $v < 15\text{m/s}$ et $Fr < 2.5$ on n'a pas besoin d'un bassin de dissipation à la sortie de la galerie.

IV.6 Etude comparatif des variantes

Il est essentiel de sélectionner la variante de l'évacuateur de crues qui correspond aux volumes de travaux les plus réduits. Pour ce faire, il est nécessaire de calculer les volumes d'excavation et de bétonnage, puis d'évaluer les coûts associés à chaque variante.

Le tableau ci-dessous résume les dépenses et les volumes des travaux des différentes options :

Tableau IV.21 : Récapitulation de calcul des coûts des variantes de l'évacuateur de crues.

Variante I : Evacuateur latéral à entonnement frontale.					
Excavations			Béton		
	Volume (m ³)	Coûts (M DA)		Volume (m ³)	Coûts (M DA)
Canal d'approche	8500	1.7	Déversoir	15810	553.35
Déversoir	28900	5.78			
Coût total (M DA)	560.83				
Variante II : Evacuateur latéral à entonnement latérale.					
Excavations			Béton		
	Volume (m ³)	Coûts (M DA)		Volume (m ³)	Coûts (M DA)
Canal d'approche	8500	1.7	Déversoir	15810	553.35
Déversoir et Auge	37400	7.48	Auge	3000	105
Coût total (M DA)	667.53				
Variante I : Evacuateur labyrinthe.					
Excavations			Béton		
	Volume (m ³)	Coûts (M DA)		Volume (m ³)	Coûts (M DA)
Canal d'approche	20000	4	Déversoir	1600	560
Déversoir labyrinthe	20000	4			
Coût total (M DA)	568				
Variante II : Evacuateur puit.					
Excavations			Béton		
	Volume (m ³)	Coûts (M DA)		Volume (m ³)	Coûts (M DA)
Puit	24127.43	4.83	Puit	18472.56	646.54
Coude et canal damnée	50893	10.2	Coude et canal damnée	7696.9	269.39
Coût total (M DA)	667.53				

- Le coût unitaire du béton, avec un dosage de 350 kg/m³, est estimé à 35 000 DA par m³.
- Le coût unitaire d'excavation des terres naturel, est estimé 200 DA par m³.

IV.7 Ouvrage annexe

V.7.1 Ouvrage de vidange

Cet ouvrage est conçu principalement pour la vidange du barrage. Il est composé d'un orifice équipé d'une vanne et d'une conduite d'évacuation. Il est capable d'assurer les fonctions suivantes :

Vidanger complètement du barrage (purge et entretien)

- Servir éventuellement d'évacuateur auxiliaire
- Abaisser le niveau d'eau en cas de danger pour le barrage (naturels ou conflits armés)
- Contrôler de la montée du plan d'eau lors du premier remplissage

La conduite de vidange est typiquement située sous le barrage. Dans des cas exceptionnels, pour les grands ouvrages, une galerie latérale peut être envisagée. Cette galerie peut fonctionner sous pression si elle a un petit ou moyen diamètre, ou en écoulement à surface libre lorsqu'elle est de gros diamètre.

En fonction de la capacité du déversoir, des dimensions et du gabarit du barrage, et pour des raisons économiques, l'évacuation des eaux pendant la phase de construction se réalise généralement à travers la conduite de vidange de fond. Cependant, cela nécessite que les travaux commencent au début de la période sèche et que la structure d'entrée soit construite seulement après l'achèvement des travaux de la digue.

V.7.1.1 Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et son diamètre

Ce calcul consiste à déterminer la section et le diamètre de la conduite de vidange, en utilisant la formule de l'écoulement en charge :

$$Q_{vd} = \mu \times S \times \sqrt{2gZ} \dots\dots\dots (IV.58)$$

Avec :

- Q_{vf} : débit de vidange (m^3/s)
- μ : coefficient de débit.
- S : section de la conduite (m^3)
- Z : différence de niveau d'eau entre le bief amont et bief aval (m).
- L : longueur de la conduite $L=100m$.

Section de la conduite :

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

ET : $Z = \text{Cote NNR} - \text{Cote vidange}$

- **Courbe hauteur surface :**

La courbe hauteur-surface d'un barrage est un graphique qui illustre la relation entre la hauteur d'eau retenue dans le barrage et la surface couverte par cette eau. En général, cette courbe est convexe, ce qui signifie qu'une augmentation de la hauteur d'eau entraîne une augmentation plus prononcée de la surface couverte. Cette relation est importante pour déterminer la capacité de stockage du barrage et pour anticiper les variations de niveau d'eau en fonction des précipitations et de la saison. En étudiant la courbe hauteur-surface d'un barrage, les ingénieurs peuvent planifier la gestion des eaux, contrôler les débits d'écoulement et optimiser l'utilisation des ressources en eau pour assurer la sécurité et la durabilité de la structure.

Tableau V.22 : les coordonnées des courbes Hauteurs-Capacité-Surface

Cote (m)	S(hm ³)	A(km ²)
250	0	0
255	3	1.67
260	7	3.10
265	12	4.35
270	15	5.68
275	20	6.93
280	27	8.04
285	45	8.82
290	73	9.37
295	87	9.88

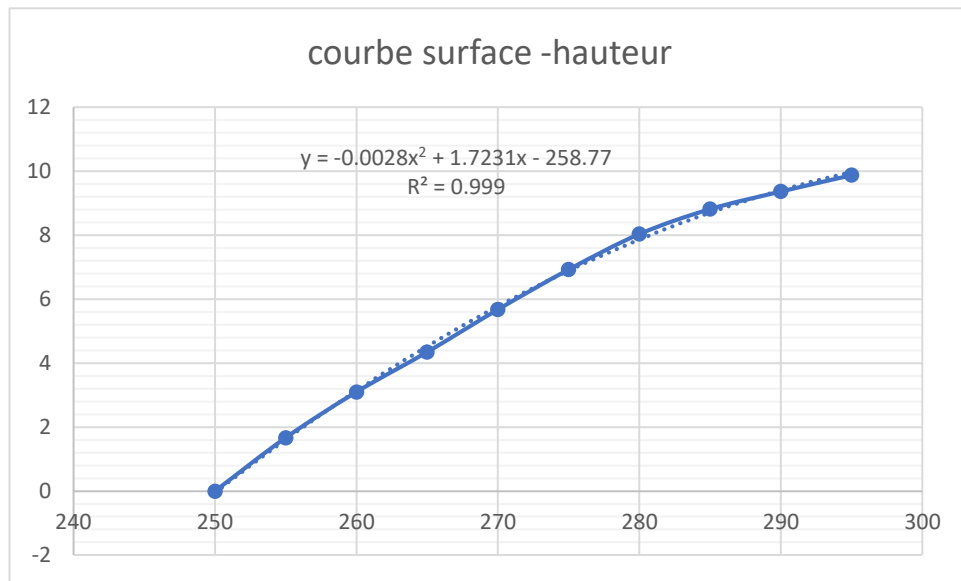


Figure IV.32 : Courbe surface-hauteur du barrage

La relation entre la surface et la hauteur du barrage est calculé par la courbe surface-hauteur Pour $H < NNR$

$$S = -0.0028H^2 - 1.723H - 258.77$$

Avec coefficient de corrélation $R = 0.999$

IV.7.1.2 Méthode de calcul :

La relation ci-dessous est une équation essentielle basée sur le principe de l'écoulement à travers un orifice, utilisée pour calculer le temps de vidange d'un réservoir ou d'un barrage. En considérant le débit d'eau (Q), le temps de vidange (t), la section transversale du réservoir (S), la hauteur du niveau d'eau (h) et la variation de hauteur de l'eau (dh), cette relation permet de déterminer le temps nécessaire pour vider complètement le réservoir. En s'appuyant sur ce principe hydraulique, les ingénieurs peuvent planifier efficacement la gestion des eaux et garantir la sécurité des structures hydrauliques lors de la conception et de la modélisation de systèmes de drainage et d'écoulement d'eau.

Le dimensionnement du vidage est fait en se basent sur la relation suivante :

$$Q dt = -S h dh \dots \dots \dots (IV.59)$$

Correction de la valeur de coefficient μ

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{\alpha + \sum \xi_l + \sum \xi_s}} \dots\dots\dots (IV.60)$$

- $\sum \xi_s$: somme des coefficients de pertes de charge singulières

$$\sum \xi_s = \xi_{ent} + \xi_{va} + \xi_{sor} + \xi_{grille}$$

Tableau V.23 : Coefficients de pertes de charge singulières.

ξ_{va}	0,5
ξ_{ent}	0,1
ξ_{sor}	1
ξ_{grille}	0,25

- $\sum \xi_L$: Somme des coefficients de pertes de charges linéaires.

$$\sum \xi_L = \frac{\lambda L}{D} \dots\dots\dots (IV.61)$$

λ : Coefficient de frottement calculé par la formule de Darcy : $\lambda = \frac{0.021}{D^{0.3}} \dots\dots\dots (IV.62)$

On remplace dans la relation du calcul :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{0.021L}{D^{0.3}} \times 1.85}}$$

$$\mu \times \frac{\pi \times D^2}{4} \times \sqrt{2gZ} dt = (-0.0028H^2 - 1.723H - 258.77) dh$$

On remplace par intégral :

$$\mu \times \frac{\pi \times D^2}{4} \times \sqrt{2gZ} \times \int_0^{tv} t = (-0.0028 \times \int_{230}^{NNR} H^{3/2}) + (1.7231 \times \int_{230}^{NNR} H^{1/2}) + (258.77 \times \int_{230}^{NNR} H^{-0.5})$$

Après simplification on trouve :

$$\frac{\pi \times D^2 \times t \times \sqrt{2g}}{4 \times \sqrt{1 + 1.85 + \frac{2.1}{D^{0.3}}}} = 4714.14$$

$$\frac{D^2}{\sqrt{1 + 1.85 + \frac{2.1}{D^{0.3}}}} = \frac{4714.14 \times 4}{\pi \times t \times \sqrt{19.62}}$$

On fait la variation de diamètre selon le temps de vidange dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.24 : Variation du diamètre de vidange avec le temps.

t(h)	D(m)
24	10.55
36	8.65
48	7.51
60	6.74
72	6.17
84	5.71
96	5.35
108	5.05
120	4.8
132	4.58
144	4.4
156	4.22
168	4

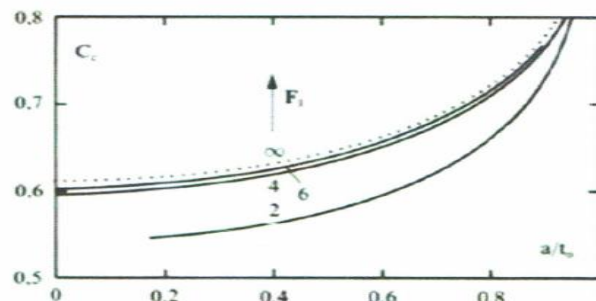
Aération de l'écoulement dans la galerie :

L'aération est nécessaire pour assure la transition entre l'écoulement en charge et l'écoulement a surface libre

L'écoulement dans la galerie et a surface libre et les pertes de charge dans la galerie sont négligeable

Dimension de la galerie :

- La section des vannes a des dimensions suivantes : $b=2m$ et $t_0=3m$
- H amont =64.5m
- Pour une ouverture des vannes $a=1m$ et $V_{air}=100m^3/s$
- Pour dimensionné la conduite d'aire on considère qu'on a régime torrentiel dont $F_c \geq 6$
- $a/t=1/3$



Effet du nombre de Froude F_c sur le coefficient de contraction C_c pour diverses ouvertures relatives a/t_0 d'une vanne de fond selon Naudascher. (Tiré du Traité de génie civil, volume 15)

Figure IV.33 :Coefficient de contraction de la vidange de fond

D'après l'abaque on obtient une valeur de $Cc=0.61$

$$Fc = \frac{q}{\sqrt{g \times (aCc)^3}} = \frac{aCc \sqrt{2gH}}{\sqrt{(aCc)^3 \times g}} = 14.54 \dots\dots\dots (IV.63)$$

La condition est **vérifiée**.

On calcule β le rapport : $\beta = 0.09 \times Fc \dots\dots\dots (IV.64)$

$\beta = 1.3$

$$\beta = \frac{Q_{aire}}{Q_{eau}} = 0.94 \times \left(\frac{Aa^*}{Aa}\right)^{0.9} \times Fc^{0.62} \dots\dots\dots (IV.65)$$

Si on fait la variation entre la section de la galerie et l'aération on obtient le tableau suivant :

$$Aa^* = \sqrt[0.9]{\frac{\beta}{0.94 Fc^{0.62}}} \times Aa$$

Tableau V.25 : Variation de la section de la galerie avec section d'aération.

Aa (m ²)	A* (m ²)
87.372	19.81
58.736	13.32
44.274	10.04
35.661	8.1
29.884	6.78
25.594	5.8
22.469	5.1
20.019	4.54
18.086	4.10
16.466	3.74
15.198	3.45
13.980	3.17
12.56	2.85

IV.7.2 Ouvrage de prise d'eau

Les ouvrages de prise d'eau ont pour but de prélever dans un cours d'eau ou dans un réservoir le débit nécessaire à chaque instant à l'utilisation (Irrigation, Station de Traitement d'Eau Potable ou de Production d'Energie Electrique), en éliminant, dans tous les cas et dans la mesure du possible, les matières solides transportées par le cours d'eau et en réduisant les pertes de charge à l'entrée de la prise.

Il faut noter que dans beaucoup de petites retenues, il n'est prévu aucun système de prise. Les prélèvements d'eau se font grâce à un tuyau (rigide ou souple) muni d'une crépine et simplement plongé dans l'eau, soit à partir de la digue soit sur une rive.

Le diamètre de la conduite de prise d'eau est en fonction de la demande en aval (consommation

maximale en aval), de temps de prise et de la charge d'eau minimale.

IV.7.2.1 Calcul du débit de dimensionnement pour la prise d'eau :

D'après le tableau III.28 et tableau III.29, Les besoins en eau atteignent une valeur maximale en mois de Juillet

$$V_{max} = 8.5 \text{ Mm}^3$$

$$Q_{max} = \frac{V_{max}}{T} = 9.84 \text{ m}^3/\text{s} \dots\dots\dots (IV.66)$$

Nous supposons que la consommation se fait 8 heures par jour pendant 30 jours.

IV.7.2.2 Calcul de la section de la prise d'eau et son diamètre

$$Q = \mu S \sqrt{2g.H} \text{ (m}^3/\text{s)} \dots\dots\dots (IV.67)$$

Avec :

μ : coefficient de débit, **$\mu=0.3$**

S : section de la conduite en m^2

H : charge d'eau minimale, **H=5m**

Nous trouvons :

Le diamètre de la prise d'eau sera égal à :

$$S=3.3 \text{ m}^2$$

$$D= 2000\text{mm}$$

Correction de la valeur de coefficient μ :

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1+\sum \xi}} \dots\dots\dots (IV.69)$$

Avec :

- $\sum \xi$: Somme des coefficients de pertes de charge singulières et linéaires.

Nous supposons que les pertes de charge singulières sont égales à 15% des pertes de charges linéaires.

$$\sum \xi = 1.15 \times \frac{\lambda \cdot L}{D}$$

Avec :

$$\lambda = 0.015$$

$$\sum \xi = 0.1725$$

Donc :

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1 + 11.16}} = 0.92$$

$$S = 1.08 \text{ m}^2$$

Nous trouvons :

$$D = 1173 \text{ mm}$$

Nous prenons le diamètre normalisé :

$$D = 1200 \text{ mm}$$

• **Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite**

$$V = Q/S \dots\dots\dots (IV.70)$$

$$V = 8.7 \text{ m/s}$$

Conclusion

Après cette étude, nous avons conclu que les deux variantes sont techniquement et hydrauliquement réalisables. Toutefois, une légère différence économique existe : la variante de l'évacuateur de crues latéral à entonnoir frontal présente un coût d'exécution moindre. C'est pourquoi nous avons choisi cette option.

Chapitre V
GENIE CIVIL

CHAPITRE V : GENIE CIVIL

Introduction

Dans ce chapitre, nous allons analyser la stabilité et dimensionner le ferrailage des composants de l'évacuateur de crues pour qu'ils puissent résister aux charges diverses telles que la poussée des terres et le poids propre de la structure. L'évacuateur de crues sera réalisé en béton armé.

Le béton armé est constitué principalement d'eau, de granulats (sable et gravier), de ciment, ainsi que d'adjuvants chimiques. Ces adjuvants jouent plusieurs rôles : ils peuvent agir comme des fluidifiants, retardateurs de prise ou accélérateurs de durcissement du béton, influençant ainsi ses propriétés et son processus de durcissement.

V.1 Etude de stabilité

Le calcul de la stabilité c'est une étape nécessaire pour connaître les dimensions des éléments de l'évacuateur de crue afin qu'il soit résistant aux différentes charges, et qu'il vérifie les conditions 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 (Hauteurs déversant maximale $H_d=4.62m$).

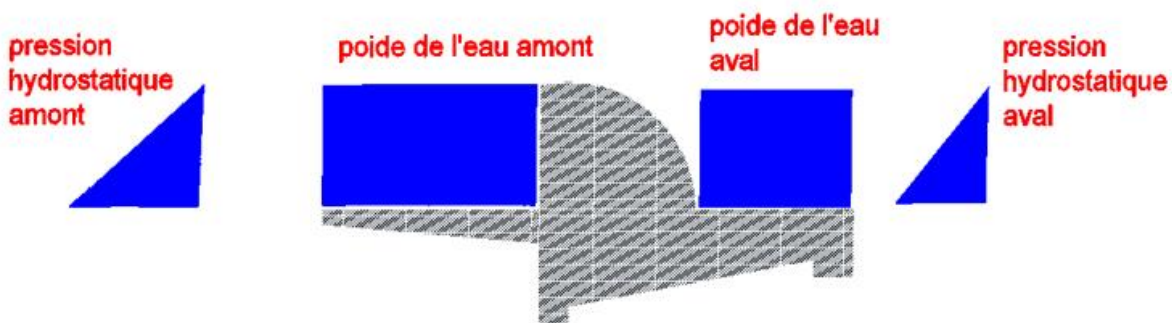


Figure V.01 : Répartition des forces horizontales et verticales agissantes sur le déversoir

V.1.1.1 Calcul des forces

Avant le calcul des forces on doit dimensionner le radier du déversoir et vérifier l'étude des infiltrations par la méthode de Bligh.

✓ **Pré-dimensionnement de l'ouvrage**

- **Avant radié :**

- Longueur : $L_{ar} = (0\sim 2) \times h_1$

$$L_{ar} = (0\sim 2) \times H_1$$

$$L_{ar} = 11m$$

- Epaisseur : on à

$$h_1 \leq 5m \quad \rightarrow \quad T_{ar1} = (0.4\sim 0.5)m$$

$$5 < h_1 \leq 10m \quad \rightarrow \quad T_{ar1} = (0.4\sim 0.6)m$$

$$h_1 \geq 10m \quad \rightarrow \quad T_{ar1} = 0.75m$$

$$T_{ar1} = 0.6m$$

$$\text{ET: } T_{ar2} = 0.75 + 0.05 * H_1$$

$$T_{ar2} = 1.28m$$

- **Radié:**

- Longueur:

$$L_r = (1.25\sim 2.5) * H_1$$

$$L_r = 20m$$

- Epaisseurs:

$$T_{r1} = (0.25\sim 0.30) * H_1$$

$$T_{r1} = 2.67m$$

$$T_{r2} = (0.13\sim 0.15) * H_1$$

$$T_{r2} = 1.6m$$

$$T_{r4} = T_{r1} - 0.5$$

$$T_{r4} = 2.17m$$

$$S = T_{r4}$$

$$S = S_2 = T_{r2} + 0.5$$

$$S = 2.1m$$

$$\text{Avec : } H_1 = P + H_{dev} = 10.62$$

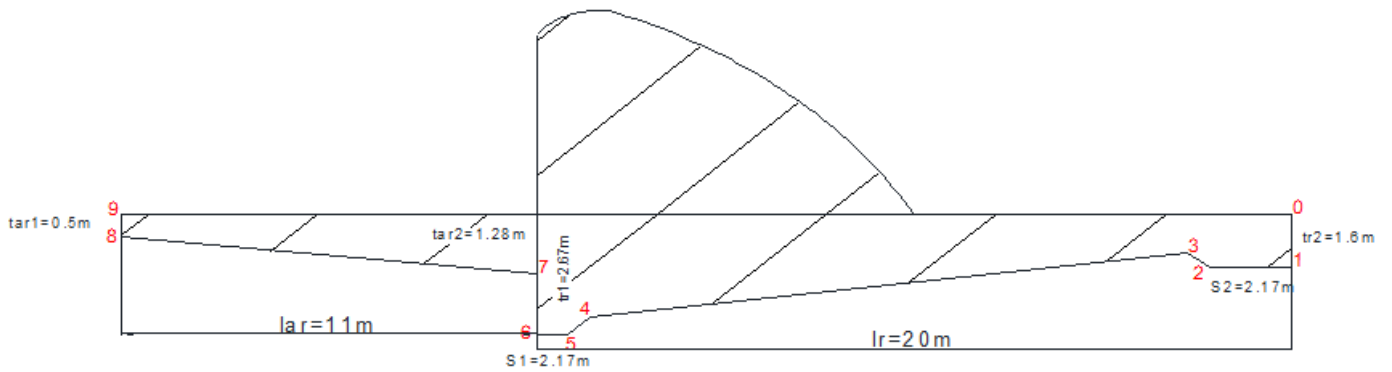


Figure V.02 : Pré dimensionnement du déversoir

Méthode de contour linéaire : (Méthode de Bligh)

Dans cette méthode la répartition des sous pressions est considérée linéaire. Et la condition à vérifier est que la longueur de contour déployer (LCD) est supérieur à la longueur de contour théorique de Bligh ($LC_{théorique}$).

Avec :

$$LC_{théorique} = \Delta H * C = 6.07 * 3.9 = 23.67m$$

(C = 3, Coefficient de proportionnalité en fonction de type de sol).

$$\Delta H = H_1 - H_2 = 10.62 - 4.55 = 6.07m$$

$$LCD = 0.75 + 11.04 + 1.92 + 2.1 + 1.92 + 9.97 + 0.48 + 2.1 + 1.28 = 31.56m$$

$$LCD > LC_{théorique}$$

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 :

$$h_x = \frac{\Delta H}{LRCD} * L_x \dots\dots\dots (V.1)$$

$$t_x = n * \left(\frac{\gamma_w}{\gamma_b - \gamma_w} \right) * h_x \dots\dots\dots (V.2)$$

Avec :

- t_x : épaisseur du radier.
- γ_w : poide specifique de leau ($\gamma_w = 1000\text{kg/m}^3$).
- γ_b : pode specifique du beton($\gamma_b = 2500\text{kg/m}^3$).
- n : coefficient de sécurité varie en fonction de classe de l’ouvrage ($n=0.85/1.25$).

Dans notre cas on prend : $n = 1.25$

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	0.57	11.7 9	13.7 1	15.8 1	17.7 3	27.7	28.18	30.28	31.56
$h_x(m)$	0	0.11	1.7	1.98	2.28	2.56	4	4.1	4.36	4.55
T_{BILIG} $H (m)$	0	0.25	4	4.64	5.35	6	9	9.16	9.85	10.26
$T_{pré}(m)$	0	1.5	1.5	3.5	3.5	3.5	4	4	3	0
$T_d(m)$	0	1	1	3	3	3.5	4	4	3	0

a) Forces verticales :

- **Poids de rideau :**

$$p_r = \gamma_d \times S_d \times L$$

$$P_r = 157.6t$$

- **Poids de semelle :**

$$p_s = \gamma_d \times S_s \times L$$

Avec : S_s : Surface de la semelle : ($S_s = 50\text{m}^2$).

Alors :

$$P_s = 120t$$

- **Poids de l’eau amont :**

$$p_w = \gamma_w \times S_w \times L$$

Avec : S_w : surface de l’eau en amont ($S_w = 116 \text{ m}^2$)

$$P_w = 116t$$

- **Poids de l’eau aval :**

$$P_w = \gamma_w \times S_w \times L$$

Avec : S_w : surface de l’eau en amont ($S_w = 18.2 \text{ m}^2$)

$$P_w = 18.2t$$

b) Force horizontale

- Poussée de l'eau amont :

$$F_w = \gamma_w \times S_w \times L$$

$$F_w = 58t$$

- Poussée de l'eau aval :

$$F_w = \gamma_w \times S_w \times L$$

$$F_w = 9.1t$$

- Calcul de centre de gravité :

$$XG = \frac{\sum Si \times Xi}{\sum Si} = 10.4m.$$

$$YG = \frac{\sum Si \times Yi}{\sum Si} = 4.8m.$$

V.1.1.2 Stabilité au renversement

Le principe de la stabilité au renversement est de vérifier que sous l'effet des différentes charges horizontales et verticales sur l'ouvrage ne pivote pas autour l'axe A, pour que la stabilité soit vérifiée : $\frac{M_s}{M_r} > (1 \sim 3)$.

Avec :

M_s : Somme des moments des forces stabilisatrices.

M_r : Somme des moments des forces déstabilisatrices.

$$M_s = P_{sem} \times 15.5 + P_{rid} \times 9.6 + P_w \times 25.5 + F_{w\text{ aval}} \times \frac{4.55}{3} + P_{w\text{ aval}} \times 2 = 6381.16 \text{ t.m}$$

$$M_r = F_{w\text{ amont}} \times \frac{10.62}{3} = 205.32$$

$$\frac{M_s}{M_r} = 31 > 3 \text{ Donc : la stabilité au renversement est vérifiée.}$$

V1.1.3 Stabilité au glissement

Après le dimensionnement par la méthode de Blight le radier sera de forme rectangulaire donc on doit vérifier la stabilité au glissement.

On prend une valeur de $f=0.4$ pour le coefficient de sécurité pour le glissement selon "Engineering and Design - Stability of Earth and Rockfill Dams" (EM 1110-2-1902).

$$\frac{\sum \text{forces horizontales}}{\sum \text{forces verticales}} < 0.4$$

$$\sum F_h = 67.1 = 671 \text{KN}. \quad \sum F_v = 411.8 \text{t} = 4118 \text{KN}.$$

$$\frac{67.1}{411.8} = 0.163 < 0.4$$

Alors la stabilité au glissement est **vérifiée**.

V.1.1.4 Stabilité au poinçonnement

Puisque le contact de surface est de (béton- béton) et σ béton = 142 bars donc il n'y aura pas risque de poinçonnement.

V.1.2 Stabilité des murs bajoyers

V.1.2.1 Calcul des forces :

- Forces verticales

- Poids de la semelle: $P_s = \gamma b \times S \times l = 2.4 \times 27.5 \times 1 = 66 \text{t}$
- Poids de rideau : $P_r = \gamma b \times S \times l = 2.4 \times 1.125 \times 1 = 2.7 \text{t}$
- Poids de l'eau : $P_w = \gamma w \times S_w \times l = 1 \times 235 \times 1 = 112.5 \text{t}$
- Poids des terres : $P_t = \gamma t \times S_t \times l = 1.8 \times 4.5 \times 1 = 8.1 \text{t}$

- Forces horizontales

- Poussée de l'eau : $F_w = \gamma w \times S_w \times l = 28.125 \text{t}$
- Poussée des terres : $F_t = A_p \times \gamma t \times S_t \times l = 2.7 \text{t}$

$$\text{Avec } A_p = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\theta}{2} \right) \text{ et } \theta = 30^\circ$$

V.1.2.2 Stabilité au renversement :

$$M_s = P_s \times 27.5 + P_w \times 27.5 + P_r \times 2.25 + P_t \times 1 = 2602.6 \text{t.m}$$

$$M_r = F_w \times \frac{2.25}{3} = 21.1 \text{t.m}$$

$$\frac{M_s}{M_r} = 123.34 > 4$$

Donc la stabilité au renversement est **vérifiée**.

V.1.2.3 Stabilité au glissement :

$$\sum F_h = 30.825t. \quad \sum F_v = 189.3t.$$

$$\frac{\sum Fh}{\sum Fv} = \frac{30.825}{189.3} = 0.162 < f = 0.4$$

Alors : de point de vue glissement le mure est stable.

V.1.2.4 Stabilité au poinçonnement :

$$\sigma_1 = \frac{N}{100\beta} + \frac{6MG}{100\beta^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{100\beta} - \frac{6MG}{100\beta^2}$$

B : la largeur de radier en cm (B=5500cm).

N : la somme des forces verticales.

M_G : la somme des moment para port au centre de gravité de la semelle.

Le sol sous l'effet des forces horizontales et verticales, mais selon le **FigurIV.05** précédent les forces sont symétrique donc MG =0.

$$N = 189.3t$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{189.3 \times 10^3}{100 \times 5500}$$

$$\sigma_1 = \sigma_2 = 0.35 \text{bar.}$$

$$\sigma_{1,2} < \sigma_{\text{sol}} = 0.9 \text{bar}$$

Alors la stabilité du mur bajoyer au poinçonnement est **vérifiée**.

V.2 Calcul de ferrailage**Ferrailage du coursier et chenal d'écoulement :**

Le coursier est constitué d'un radier et de deux murs bajoyers, qui sont considérés comme des consoles encastrées dans la partie supérieure du radier. Le calcul des murs bajoyers se fait dans un contexte précis celui où le coursier est en déversement, prenant en compte la poussée de l'eau et la poussée des terres. Le bassin de dissipation est similaire au coursier.

V.2.1 Ferrailage de rideau de coursier

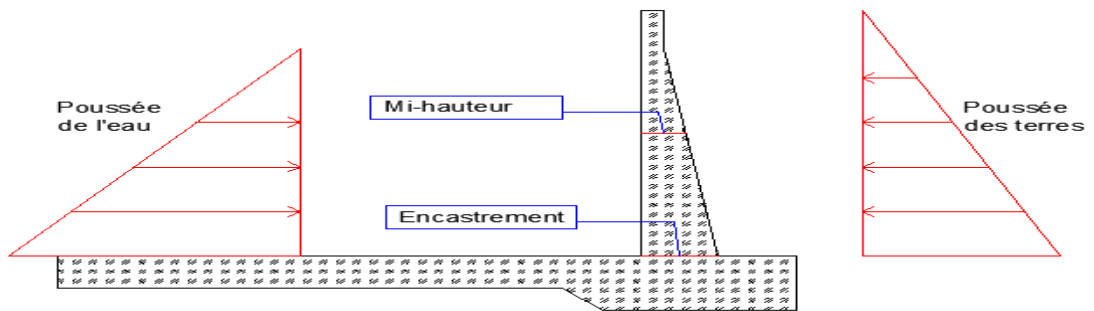


Figure IV.03 : Calcul ferrailage de coursier

a) Calcul des moments :

Le calcul des aciers de rideau se fait à l’encastrement et à demi hauteur pour les deux cas d’écoulement maximal et minimal.

- A l’encastrement :

Poussée de l’eau : $M_w = 1.5 \times F_w \times H / 3 = 45 \text{ t.m}$

Poussée de terre : $M_t = 1.35 \times A_p \times F_t \times H / 3 = 0.91 \text{ t.m}$

$$M = 1.5 \times F_w \times h_w / 3 - 1.35 \times A_p \times F_t \times H / 3 = 44.09 \text{ t.m}$$

(1.35 : Coefficient de pondération pour les charges permanentes).

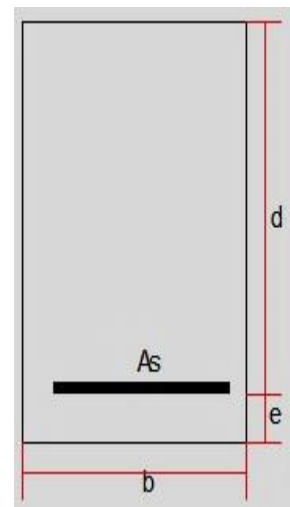
(1.5 : Coefficient de pondération pour les charges non permanentes).

- A mi-hauteur :

Poussée de l’eau : $M_w = 1.5 \times F_w \times h_w^2 / 3 = 16.33 \text{ t.m}$

Poussée de terre : $M_t = 1.35 \times A_p \times F_t \times h_w^2 / 3 = 0.33 \text{ t.m}$

$$M_{h/2} = 16 \text{ t.m}$$



FigurIV.04 : Section de ferrailage

b) Calcul des aciers

On a: $\mu = \frac{M_e}{\sigma_{bc} \times b \times d^2}$ (IV.3).

Avec :- σ_{bc} : Contrainte admissible du béton. ($\sigma_{bc} = 142$ bar).

- b : largeur de la section ; b=100cm
- d : hauteur de la section ; d=50 cm. (d = 40m à mi-hauteur)
- e : l'enrobage : e= 5cm.
- As : section des aciers en cm².

- **Calcul à l'encastrement :**

$\mu = \frac{27.6}{142 \times 100 \times 45^2} = 0.156$

Vérification des aciers comprime :

$\mu l = 0.8\alpha l - 0.32\alpha l^2$ (IV.4).

Avec :

$\alpha l = \frac{3.5}{1000\epsilon l + 3.5} = 0.679$ (IV.5).

$E_s = 2.1 \times 10^6$ (élasticité du béton).

$f_e = 4000$ bars.

$\epsilon l = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} = 0.00165$ (IV.6).

γ_s : Coefficient de sécurité pour les aciers (1.15).

$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 3478.26$ bar. (contrainte maximale de l'allongement de l'acier).

$\mu l = 0.395$

On a $\mu < \mu l$ pas d'acier comprimé.

$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.125$ (IV.7).

$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.95$

$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s}$ (IV.8).

$$As1 = \frac{Mt}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{27.6}{0.95 \times 45 \times 3478.26}$$

$$As1 = 18.56 \text{ cm}^2$$

➤ On prend 6 bars de diamètre 20mm.

- **Calcul à mi-hauteur :**

$$\mu = \frac{Mh/2}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{10.11 \times 10^5}{3478.26 \times 100 \times 35^2} = 0.0919$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.994$$

$$As1 = \frac{Mh/2}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{10.79}{0.994 \times 3478.26 \times 35} = 13.8 \text{ cm}^2$$

➤ On prend 5 bars de diamètre 20 mm.

V.2.2 Ferrailage de la semelle de coursier

Avant de calculer le ferrailage de la semelle, nous déterminons les forces qui s'exercent sur sa base et les contraintes induites par la réaction des fondations. La semelle est soumise, dans le cas le plus défavorable, aux charges suivantes : le poids du rideau, les réactions des sols, le poids de la semelle, et le poids des terres. Les différentes charges verticales agissant sur le radier engendrent les contraintes σ , σ' et σ'' en appliquant les coefficients de sécurité de 1.35 pour les charges permanentes et de 1.5 pour les surcharges.

- **Contraintes σ dues aux forces verticales (sans Ps) :**

$$\sigma = \frac{1.35 \times (Pr + Pt)}{100 \times B} = \frac{1.35 \times ((8.1 + 2.7))}{100 \times 2750} = 0.053 \text{ bar}$$

- **Contraintes σ_s dues aux poids de la semelle :**

$$\sigma_s = \frac{1.35 \times (Ps)}{100 \times B} = \frac{1.35 \times 66}{100 \times 2750} = 0.324 \text{ bar}$$

- **Contraintes de réaction du sol :**

A la base du radier s'exercera alors des contraintes ascendantes dues à la réaction du sol qui sont :

$$\sigma_1 = \frac{N}{100\beta} + \frac{6MG}{100\beta^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{100\beta} - \frac{6MG}{100\beta^2}$$

Avec :

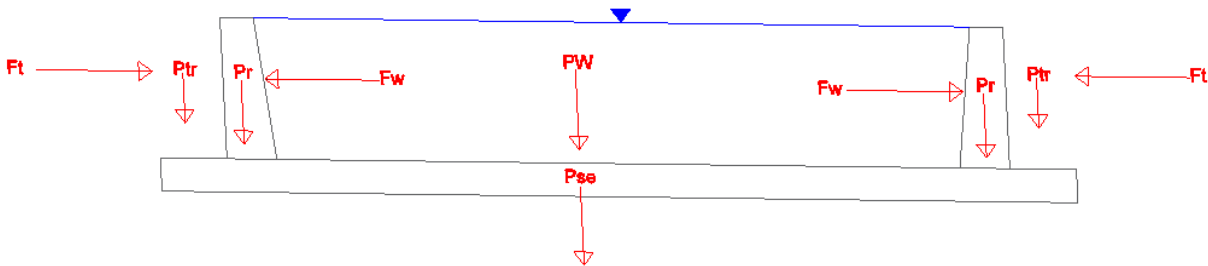
- N : la somme des forces verticales.
- M_G : la somme des moment para port au centre de gravité de la semelle.

$$N = 1.35 \times (Pt + Pr + Ps) = 103.68 \text{ t.m}$$

G : Centre de gravité de la semelle.

$M_G = 0$ (les forces sont symétriques).

Les diagrammes des contraintes sont représentés dans la Fig N°V.05 Ce qui donne :



FigurIV.05 : Forces résultantes sur le coursier

$$\sigma_{1,2} = \frac{103.68 \times 10^3}{100 \times 2750}$$

$$\sigma_{1,2} = 0.37 \text{ bars}$$

On calcul la force résultante, c'est l'air du diagramme des contraintes ascendantes. On calcule le moment global du radier puis la section des aciers A.

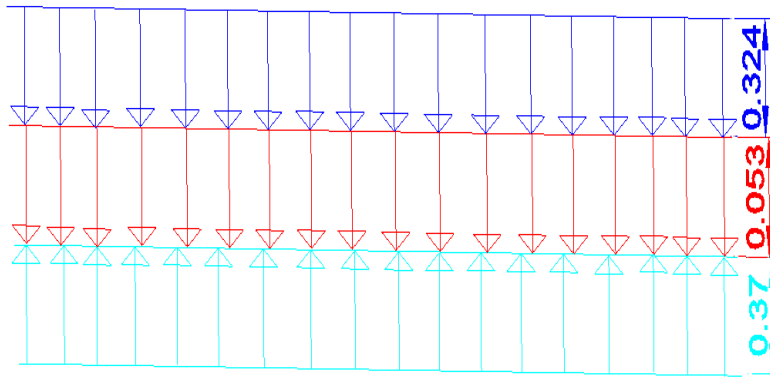


Figure IV.6 : Diagramme des contraintes qui s'exercent sur la semelle

➤ **Détermination des réactions du sol σ_c et σ_d :**

Les réactions du sol sont déterminées graphiquement :

$$\sigma = (0.34 + 0.162) - 0.495 = 0.007 \text{ bar.}$$

$$F = 0.007 \times (5500 \times 50) = 1.925 \text{ t.}$$

$$M = 1.925 \times \frac{55}{2}$$

Donc le moment d'encastrement égal à :

$$M = 53 \text{ t.m}$$

➤ **Calcul des aciers de la semelle :**

$$\mu = \frac{M_e}{\sigma_{bc} * b * d^2}$$

Avec :

- σ_{bc} : Contrainte admissible de à compression du béton. =142 bars
- b :Longueur de la tranche = 1m
- d : Largeur du mur diminue d'enrobage = 45cm
- c : l'enrobage = 5 cm

Vérification des aciers comprime :

$$\mu l = 0.8\alpha l - 0.32\alpha l^2$$

$$\alpha l = \frac{3.5}{1000\epsilon l + 3.5} = 0.679$$

$$\mu l = 0.395$$

On a $\mu < \mu l$ pas d'acier comprimé.

Ce qui donne :

$$\mu = 0.184$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.256$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 0.8976$$

La section des aciers à prendre en considération est :

$$A_{cal} = \frac{M_e}{\sigma_s \times \beta \times d} = 37.72 \text{ cm}^2$$

Remarque :

Le choix du diamètre des barres se fait d'une manière que l'espacement entre les barres ne sera pas inférieur à 10 cm pour que la pénétration des granulats du béton soit facile.

L'enrobage : la distance entre les armatures et le coffrage est égale à 5 cm pour les constructions qui sont en contact avec l'eau.

Si la longueur de barres utilisées dépasse la longueur normalisée (12 m) ; la continuité sera avec d'un autre barre dont la longueur d'entraînement est égale à 50 fois le diamètre du plus grand des deux diamètres (si les deux barres sont différentes).

Tous les armatures utilisées pour le ferrailage de l'évacuateur de crues sont de type acier tors parce qu'il résiste bien à la traction et il a une contrainte de rupture importante ($f_e = 4000 \text{ bars}$) par rapport au acier lisse ($f_e = 2350 \text{ bars}$).

La réalisation de coursier et le chenal d'écoulement se fait par bloc, Tandis qu'on doit prévoir un dispositif de drainage afin d'évacuer les eaux d'infiltrations des fondations pour éliminer l'effet des sous pressions.

V.2.3 Ferrailage des éléments du l'évacuateur de crue

V.2.3.1 Ferrailage de radié de déversoir :

Dans le cas le plus défavorable, où toutes les forces sont prises en compte, déterminons les contraintes agissant sur la semelle :

$$\sigma_{12} = \frac{N}{L \times B} \pm \frac{6MG}{L \times B^2}$$

- B : c'est la longueur du radier et avant radier.
- L : c'est l'épaisseur moyen de radier.
- B = 3100cm.
- $L = \frac{3+1}{2} = 2m = 200cm.$

$$N = P_{se} + P_r + P_{eam} + P_{eavl}$$

$$N = 411.8t.$$

MG : moment par rapport à le centre de gravité de la semelle.

$$MG = P_r \times 5.1 + P^{am} \times 10 - P^{av} \times 13.5 + F^{av} \times 2.82 - F^{am} \times 4.2 = 1500 t.m$$

Donc :

$$\sigma_1 = 2.27 \text{ bar et } \sigma_2 = 0.39 \text{ bar}$$

Le radier est considéré comme étant encastré dans le massif supérieur. La charge due au poids de l
 Contraintes dues aux forces verticales.

$$\sigma = \frac{(P_s + P_r + P_{am} + P_{avl})}{L \times B} = 1.33 \text{ bar}$$

D'où le diagramme dans la Fig N°V.07 suivant

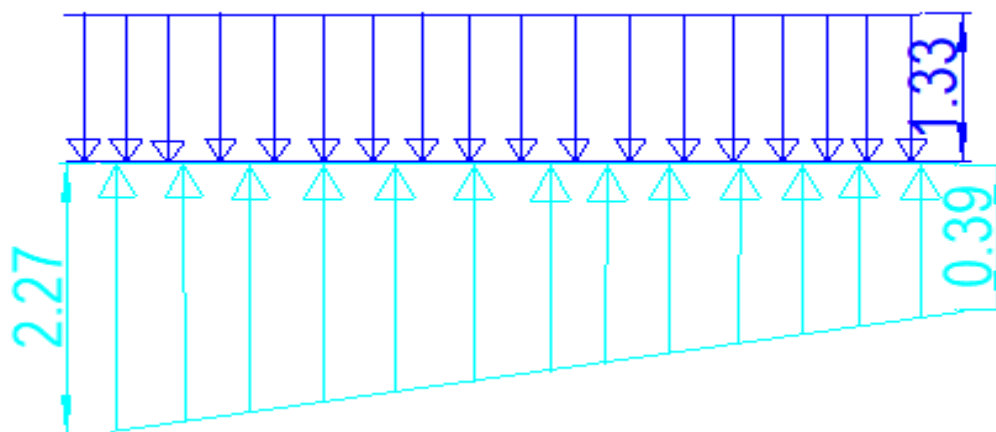


Figure IV.07 : Diagramme des contraintes qui s'exercent sur la semelle de déversoir

Le diagramme résultant fig (V07) suivant :

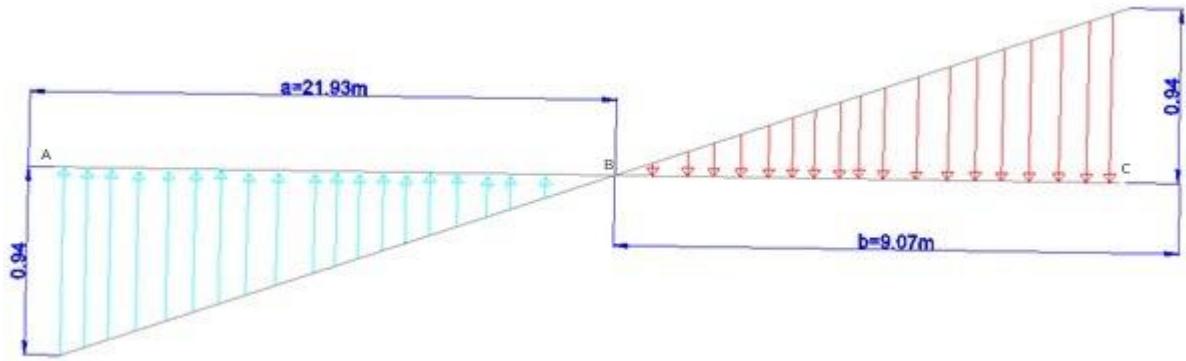


Figure IV.08 : Diagramme des contraintes résultant sur la semelle de déversoir.

➤ **Determination des moments:**

Les distances **a** et **b** sont déterminés graphiquement :

$$a=21.93\text{m et } b=9.07\text{m}$$

$$F_a=20.61\text{t.}$$

$$M_a=20.61 \times \frac{21.93}{3}=150.7\text{t.m}$$

$$F_b=8.53\text{t.m}$$

$$M_b=8.53 \times \frac{9.07}{3}=25.79\text{t.m}$$

➤ **Calcul des aciers de la semelle :**

$$\mu = \frac{M_e}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2}$$

Avec :

- σ_{bc} : Contrainte admissible de à compression du béton. =142 bars
- **b** :Longueur de la tranche = 1m
- **d** : Largeur du mur diminue d'enrobage = 195cm
- **c** : enrobage = 5 cm

Partie AB :

$$\mu = 0.027 < 0.186$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.034 < 0.259$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 0.986$$

Vérification des aciers comprime :

$$\mu l = 0.8\alpha l - 0.32\alpha l^2$$

$$\alpha l = \frac{3.5}{1000\epsilon l + 3.5} = 0.679$$

$$\mu l = 0.395$$

On a $\mu < \mu l$ pas d'acier comprimé.

La section des aciers à prendre en considération est :

$$A_{\text{cal}} = \frac{M_e}{\sigma_s \times \beta \times d} = 22.53 \text{ cm}^2$$

➤ On prend 8 bars de diamètre 20mm.

Partie BC :

$$\mu = 0.004 < 0.186$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.005$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 0.997$$

Vérification des aciers comprime :

$$\mu l = 0.8\alpha l - 0.32\alpha l^2$$

$$\alpha l = \frac{3.5}{1000\epsilon l + 3.5} = 0.679$$

$$\mu l = 0.395$$

On a $\mu < \mu l$ pas d'acier comprimé.

La section des aciers à prendre en considération est :

$$A_{\text{cal}} = \frac{M_e}{\sigma_s \times \beta \times d} = 3.81 \text{ cm}^2$$

➤ On prend 4 bars de diamètre 12mm.

V.3 Conclusion

Le calcul de la stabilité et du ferrailage du déversoir et du coursier a été réalisé en tenant compte des scénarios les plus défavorables. Après avoir effectué ces calculs détaillés, il a été conclu que ces structures sont stables et capables de résister aux différentes charges qui peuvent s'y exercer. Cette analyse assure que le déversoir et le coursier peuvent fonctionner de manière sûre et efficace, même dans les conditions les plus extrêmes.

Chapitre VI

ORGANISATIO DU CHANTIER

CHIPTRE VI : ORGANISATION DE CHANTIER

Introduction

L'organisation d'un chantier consiste à planifier de manière optimale toutes les dispositions nécessaires pour réaliser les travaux dans les meilleures conditions possibles, afin de réduire les coûts de production tout en créant un environnement favorable pour les travailleurs et les machines, dans le but d'augmenter la productivité.

Pour cela, il est essentiel de :

- Définir précisément les méthodes d'exécution et les modes opératoires permettant d'appliquer les techniques modernes de construction avec un rendement élevé.
- Répartir et coordonner les tâches en faisant appel à une main-d'œuvre spécialisée.
- Structurer de manière appropriée les postes de travail stabilisés, en adoptant une mécanisation de plus en plus avancée.
- Déterminer la quantité et la qualité du personnel à employer, car le coût de la main-d'œuvre a une influence significative sur le prix de revient.

VI.2 Travaux préparatoires et installation de l'entreprise

L'implantation d'un chantier requiert un terrain spacieux autour de la source d'approvisionnement en eau, afin de créer des zones de stockage diversifiées et des pistes de circulation pour les engins. Cela permet une occupation progressive par les locaux, les équipements et les postes de travail fixes. Les installations incluent

VI.2.1 Installations destinées au personnel

En général, sont :

- **Abris-clos et vestiaire** : Local aéré, éclairé, chauffé en saison froide. Local avec armoires (surface minimum du local $> 1.25 \text{ m}^2$ par personne).
- **Les réfectoires** : nous prévoyons un local de restauration si le nombre de repas > 25 . Tables et sièges en nombre suffisant (surface minimum $> 1.5 \text{ m}^2$ par personne). Garde-manger et chauffe gamelles installées dans l'abri ou dans un lieu couvert.
- **Les installations sanitaires** : Lavabos ou rampes pour la toilette : 1 orifice au moins pour 5 travailleurs. Local avec lavabos : un lavabo pour 10 personnes au plus. Douches obligatoires pour tous travaux salissants : 1 pour 8 personnes.
- **Poste de secours** : Boîte de secours présente dans tous les types de chantiers. Un infirmier est obligatoire

pour 200 personnes.

- **Les bureaux de chantier :** Le nombre de bureaux à installer est indiqué par la maîtrise d'œuvre dans les pièces écrites.

VI.2.2 Installations destinées au stockage des matériaux :

Pour le stockage des ciments, nous utilisons des silos métalliques ou des baraquements en bois ou en métal. Les agrégats peuvent être entreposés en plein air, à condition de prévoir des séparations entre les différents types pour éviter leur mélange et faciliter ainsi le dosage du béton. Les aciers, quant à eux, doivent être protégés de l'humidité en étant entreposés dans des baraquements ou des hangars.

VI.2.3 Installations destinées à la réparation des engins :

En règle générale, les réparations importantes ne sont pas effectuées directement sur le chantier. Cependant, il est essentiel d'avoir un atelier bien équipé pour assurer l'entretien régulier et les réparations urgentes des divers équipements.

VI.2.4 Installation destinée pour la préfabrication :

Cette installation comprend des hangars équipés du matériel nécessaire pour fabriquer les différents éléments de l'ouvrage, tels que les poutres, dalles, conduites, murettes, etc.

VI.3 Moyens du chantier

VI.3.1 Moyens humains :

En ce qui concerne les ressources humaines pour la réalisation de l'ouvrage, il est nécessaire de démontrer l'utilisation de personnel qualifié pour mener à bien les études préliminaires et la construction, en précisant leurs qualifications et compétences respectives.

VI.3.2 Moyens matériels du chantier :

Pour réaliser les travaux de terrassement, différents engins sont employés en fonction de la nature des tâches à accomplir, notamment pour le compactage, qui vise à augmenter la densité d'un sol par des moyens mécaniques. Les engins couramment utilisés sont les suivants :

- **Compacteurs à pneus:**

Est un engin de compactage anciennement à traction animale, aujourd'hui motorisé, caractérisé par des roues cylindriques lisses ou à relief dit « pied de mouton »



Figure VI.1 : Compacteur à pneus

- **Rouleau à pied dameurs:**

Pour le compactage des sols fins, les rouleaux vibrants lisses pour les sols granulaires et rocheux.



Figure VI.2 : Compacteur à rouleaux

- En ce qui concerne le prélèvement et le transport des matériaux, les deux moyens couramment utilisés sont :

- **Décapeuse automotrice (grader):**

Cet engin est principalement utilisé pour l'arasement des sols. Il est équipé d'une benne avec un tiroir éjecteur capable de se surbaïsser. Lorsque la machine se déplace, ce mécanisme permet d'extraire les matériaux, qui sont ensuite transportés vers le lieu de déchargement pour être répandus en couches. Ces engins fonctionnent généralement par paire : ils sont poussés par un bulldozer équipé d'une lame spéciale appelée « pousse », placée à l'arrière. Ce type de scraper, connu sous le nom de « scraper poussé », est le plus couramment utilisé.

Alternativement, l'engin peut être autonome, du type « automoteur ». Il utilise une chaîne élévatrice pour se charger et se décharger de manière autonome.



Figure VI.3 : Décapeuse automotrice

- **Pelle hydraulique:**

Cet engin de chantier est également connu sous les noms de pelleteuse, pelle ou excavatrice. Il est composé d'un châssis porteur à chenilles ou à pneus, surmonté d'une tourelle capable d'une rotation continue à 360 degrés. Cette tourelle abrite le moteur, les organes hydrauliques (pompes, moteur, vérins), le poste de conduite ainsi que l'équipement tel que la flèche, le balancier et le godet.

Le poids d'une pelle hydraulique sur pneus peut atteindre jusqu'à 127 tonnes, tandis que sur chenilles, il peut aller jusqu'à 980 tonnes. La popularité de ces machines hydrauliques découle de leur grande puissance ainsi que de la variété d'organes mécaniques pouvant utiliser cette puissance.

La pelleteuse est utilisée pour des travaux :

- ✓ De terrassement
- ✓ D'extraction (chargement de matériaux dans une carrière...)
- ✓ De réalisation et nettoyage de fossés et de talus...
- ✓ De fondations spéciales (forage, parois moulées...), la pelle sera équipée du matériel : mouton, sonnette...



Figure VI.4 : Pelle hydraulique

- **Camions (damper):**

Les camions sont favorisés pour le mélange de plusieurs horizons et sont particulièrement adaptés lorsque la zone d'emprunt est éloignée du barrage ou présente un relief marqué.



Figure VI.5 : Camion de chantier

VI.4 Planification

VI.4.1 Définition :

Elle consiste à chercher constamment la meilleure façon d'utiliser avec économie la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre pour assurer l'efficacité de l'action à entreprendre, elle consiste en :

- ✓ Installation des postes de travail
- ✓ Observations instantanées
- ✓ Analyse des tâches

- ✓ Chronométrage
- ✓ Définition des objectifs et des attributions
- ✓ Simplification des méthodes
- ✓ Stabilisation des postes de travail.

VI.4.2 Techniques de la planification :

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau
- Méthodes basées sur le graphique

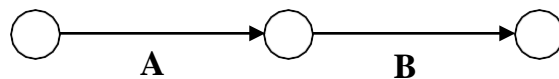
VI.4.3 Méthodes basées sur le réseau :

a) Définition du réseau

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui montre les relations entre les différentes opérations, qu'elles soient successives, simultanées ou convergentes, ainsi que leur durée d'exécution. On distingue principalement deux types de réseaux :

❖ Réseau à flèches :

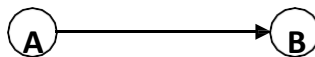
- ❖ L'opération est symbolisée par une flèche, et la succession des opérations par des nœuds.



L'opération **A** précède l'opération **B**

❖ Réseau à nœuds :

L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches



L'opération (**B**) ne peut commencer que si l'opération (**A**) est complètement achevée.

b) Construction du réseau :

Pour mettre en place un réseau, il est nécessaire d'effectuer les quatre (4) opérations suivantes :

1) Etablissement d'une liste des tâches :

Dans cette première phase, l'objectif est de réaliser un inventaire très précis et détaillé de toutes les opérations nécessaires à la réalisation d'un projet.

2) Détermination des tâches antérieures:

Après avoir établi la liste des tâches à accomplir, la construction d'un réseau peut s'avérer complexe. Il peut être difficile de déterminer si les tâches antérieures doivent être effectuées de manière séquentielle ou en parallèle. Construction des graphes partiels.

- ✓ Regroupement des graphes partiels.
- ✓ Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage.
- ✓ Construction du réseau.

3) Méthode du chemin critique (Critical Path Method / CPM) :

Cette méthode vise à minimiser les temps de construction d'un ouvrage en considérant trois étapes principales :

1^{ère} phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail envisagé.

2^{ème} phase : analyser méthodiquement le réseau, heure par heure, jour après jour.

3^{ème} phase : ajuster le réseau en fonction des conditions ou des contraintes définies par l'entreprise.

4) Les étapes de la planification :

La planification est le processus de gestion des travaux à réaliser, comprenant les étapes suivantes :

➤ Collection des informations

La création d'une synthèse basée sur l'analyse des informations recueillies par des études comparatives permet une mise en œuvre efficace du plan de réalisation de notre projet.

Décomposition du projet

C'est une étape cruciale car chaque projet peut être analysé de différentes manières. Nous attribuons à chaque tâche un responsable ainsi que les ressources matérielles nécessaires.

VI.4.3.1 Relations entre les tâches :

Il y a deux types de relations essentielles entre les tâches lors de leur réalisation : l'enchaînement logique et l'enchaînement préférentiel.

Les paramètres de la méthode C.P.M :

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

- **TR** : temps de réalisation.
- **DCP** : date de commencement au plus tôt.
- **DCPP** : date de commencement au plus tard.
- **DFP** : date de finition au plus tôt.
- **DFPP** : date de finition au plus tard.
- **MT** : marge totale.

Et :

$$DFP = DCP + TR$$

$$DCPP = DFPP - TR$$

a) Chemin critique (C.C)

Le chemin critique est défini comme la séquence d'activités reliant les opérations ayant une marge totale de zéro (0). Ainsi, pour identifier un chemin critique, il suffit de vérifier les deux conditions suivantes :

b) Attribution des durées de chaque opération :

Pour déterminer le temps requis, il est crucial de prendre en considération deux aspects fondamentaux :

- Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ;
- Dimensions du projet.

En utilisant les normes C.N.A.T, on pourra appliquer la formule suivante :

$$T = Q.N / n$$

Avec :

- **Q** : quantité de travail
- **N** : rendement
- **n** : nombre d'équipes

VI.4.3.2 Plannings des Travaux :

Il y a trois types de plans de travail disponibles :

a) Plan de travail au plus tôt :

Toutes les opérations démarrent à leur première date possible. Ce choix est fait par les entreprises ayant des ressources abondantes et gérant plusieurs chantiers simultanément.

b) Plan de travail au plus tard :

Toutes les opérations commencent à leur dernière date possible, une option privilégiée lorsque les ressources sont limitées, ce qui est plus économique.

c) Plan de travail intermédiaire :

Les opérations débutent à des dates intermédiaires entre les dates au plus tôt et au plus tard. Ce type de plan est utilisé par les entreprises qui ont suffisamment de ressources et travaillent sur un seul chantier.

VI.4.3.3 Symboles des différentes opérations :

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1 : Symboles des opérations réalisées.

Opération	Symbole	Dure (mois)
Mise en place du chantier et accès	A	3
Installation du concassage et de la centrale à béton	B	2
Travaux de terrassement sur les berges et le lit de l'oued	C	2
Excavation de la fondation sur la rive gauche pour l'évacuateur de crues	D	3
Excavation fondation rive droit (pour la galerie de dérivation)	E	3
Réalisation de la galerie de dérivation	F	6
Réalisation des batardeaux	G	2
Construction de la digue	H	15
Revêtement des pentes de la digue	I	6
Construction de déversoir et coursier	J	7
Construction du bassin de dissipation	K	2
Réalisation de tour de prise	L	6
Prise d'eau et vidange de fond	M	6
Equipements hydromécaniques	N	1
Travaux de finition et mise en eau	O	4

VI.4.3.4 Application de la méthode de chemin critique

Tableau VI.2 : Résultats des opérations précède et succède.

Opération	TR	Succède	Précède
A	5	B, C	-
B	4	F, K	A
C	2	D, E	A
D	6	H	C
E	6	H	C
F	7	G	B
G	2	N	F
H	15	I	D, E
I	6	J	H
J	7	M	I
K	7	L	B
L	8	N	K
M	5	N	J
N	1	O	G, L, M
O	4	-	N

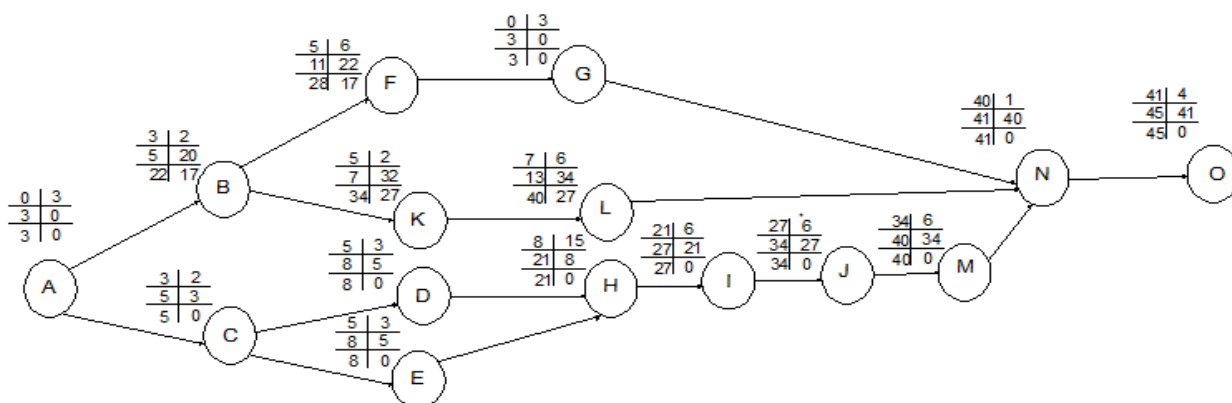


Figure IV.6 : Réseau a nœud

➤ D'après la figure précédente le chemin critique est comme suivant :

A-C-D-H-I-J-M-N-O

VI.4.4 Méthode basée sur le graphique (diagramme de GANTT)

Cette méthode implique la détermination de deux réseaux pour planifier en utilisant le diagramme à barres. Les tâches sont indiquées en ligne, et la durée de chaque tâche est indiquée par une barre (dessinée à l'échelle) dont la longueur correspond à sa durée réelle, en respectant la date de début et de fin de cette tâche.

Le schéma GANTT est comme suivant :

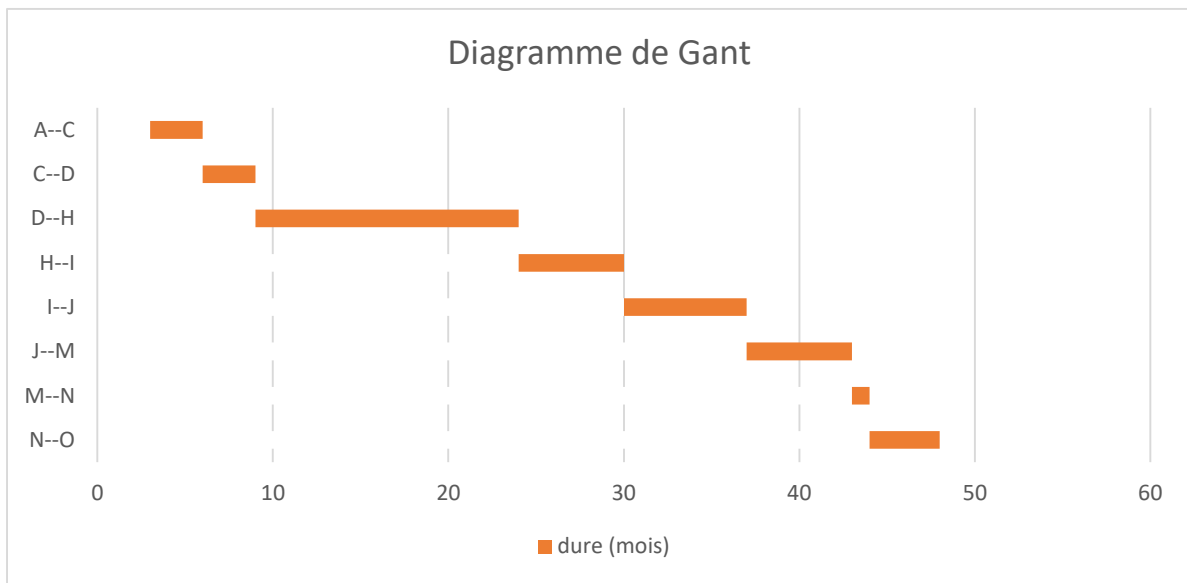


Figure IV.7 : Diagramme de Gant (Chemin critique)

VI.5 Conclusion

L'organisation efficace du chantier est essentielle pour garantir que tous les projets soient achevés dans les délais impartis. Elle dépend d'une planification rigoureuse du réseau à l'aide de différentes méthodes. La détermination du chemin critique joue un rôle crucial pour justifier la structuration du projet. Selon nos estimations, la construction de l'évacuateur de crue du barrage de Tichy-Haf nécessitera environ 47 mois.

CONCLUSION GENERALE

La région agricole de la Wilaya de Béjaïa bénéficie de la construction de barrages tels que celui sur l'Oued Boussellam, ce qui stimule le développement agricole, augmente la production et crée des perspectives de croissance durable pour les populations rurales.

Dans le cadre de notre projet "Étude de variantes pour l'évacuateur de crue du barrage de Tichy-Haf", nous avons entrepris les activités suivantes :

- Une synthèse de l'étude de faisabilité déjà réalisée.
- Une étude hydrologique du bassin versant et de la cuvette.
- Une analyse et un calcul hydraulique pour déterminer l'évacuateur de crue optimal.
- Un calcul de génie civil.
- Une étude de planification détaillée.

L'implantation des infrastructures dans une zone de forte sismicité nécessite une vigilance particulière, surtout avec une digue atteignant une hauteur considérable. Selon nos résultats, le barrage de Tichy-Haf est de type voûte, avec une hauteur de 87 mètres, une capacité de retenue normale de 80 millions de mètres cubes et un volume mort de 4,27 millions de mètres cubes.

L'étude de la crue de projet et du laminage des crues a permis de définir :

- Une crue de projet avec une période de retour de 1000 ans.
- Un débit de crue laminé de 1834 mètres cubes par seconde.
- Une largeur de seuil déversant de 85 mètres.

L'évacuateur de crue choisi est de type latéral à entonnement frontal, comprenant un chenal d'écoulement et un coursier rectangulaire mesurant 100 mètres de long sur 50 mètres de large. L'étude de stabilité et de résistance a inclus le dimensionnement préliminaire des éléments, le calcul de stabilité ainsi que le ferrailage des éléments secondaires. Les armatures utilisées ont des diamètres de 12, 16 et 20 mm, et sont constituées de barres d'acier torsadé avec une limite d'élasticité de 4000 bars.

Le planning des travaux de construction de l'évacuateur de crue de Tichy-Haf a été élaboré en tenant compte des contraintes climatiques, géologiques et topographiques du site. Le projet est prévu sur une durée de 47 mois, avec un coût total estimé à 942 millions de dinars Algériens pour la variante retenue.

Références Bibliographiques

- Anton J. Schleiss & Henri Pougatsch** Les barrages (TGC volume 17).
- CHEIFA, I (2014)** Etude d'avant-projet détaillé de l'évacuateur de crue du barrage d'Azib Timizar (W. BEJAIA) mémoire de fin d'étude. ENSH Blida.
- Hager, W. H. (2009).** **Constructions hydrauliques (TGC volume 15).** Presses Polytechniques et Universitaires Romandes.
- Rosete Gamboa, L et Alvarez García, A.** "Manuel de conception et projets typiques des évacuateurs des crues", Alger, Avril 2004.
- TOUAIBIA. B & BENLAOUKLI. B (2004)** Introduction au dimensionnement des retenues collinaires. ENSH Blida.
- TOUAIBIA. B (2004)** Manuel pratique d'hydrologie. ENSH Blida.
- U.S. Bureau of Reclamation. (1990)** Design of Small Dams (3rd Edition).