

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT AMENAGEMENT ET GENIE HYDRAULIQUE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

THEME DU PROJET :

**ETUDE DES VARIANTES DES OUVRAGES ANNEXES DU
BARRAGE KISSIR (W. JIJEL)**

PRESENTE PAR :

MANSEUR Fathia

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
B. BENLAOUKLI	M.C.A	Président
S. TOUMI	M.C.B	Examinateur
A. ADDOU	M.A.A	Examinatrice
N. SAIL	M.A.A	Examinatrice
M.K. MIHOUBI	Professeur	Promoteur

Juin 2018

DEDICACES

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

- ✓ *A mes chers parents, Ahmed et Houria pour tous les sacrifices qu'ils ont consentis à mon égard;*
- ✓ *A mes frères et mes sœurs.*
- ✓ *A toute la famille MANSEUR,*
- ✓ *A tous mes collègues et amis de l'ENSH et en particulier.*
- ✓ *En un mot, à tout les gens qui ont contribué de près ou de loin à ma réussite.*

M^{lle} : MANSEUR FathiaJuin 2018

REMERCIEMENT

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

*Je voudrais exprimer mes sincères remerciements à mon encadreur : **Mr.***

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

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

Je n'oublie pas de remercier aussi l'ensemble du corps administratif de l'école et surtout le Département d'Aménagement et Génie Hydraulique Enfin ma reconnaissance à tous ceux qui ont contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ce document.

MANSEUR Fathia

في إطار الإستراتيجية الوطنية التي تهدف إلى الحفاظ على الموارد المائية من أجل تخزين ملايين الأمتار المكعبة التي تتسرب إلى البحار ، لذا ترى وكالة الوطنية للسدود والتحويلات ضرورة إنشاء سدود وحواجز مائية بالمنطقة. وعلى اثر ذلك ، يجب الاهتمام بهذه المنشآت من حيث تقدير الأبعاد الهندسية والاختيار الأمثل لمواقعها ودراسة جميع ملحقاتها. وفي إطار ذلك ، تأتي مذكرتنا هذه لتناول دراسة نماذج للمنشآت الملحقة لسد مائي على مستوى ولاية جيجل وبالتحديد على مستوى وادي كيسير، من أجل تزويد مدينتي العوانة و جيجل بالمياه الصالحة للشرب، و سقي الأراضي الفلاحية المجاورة .

Résumé :

Dans le cadre de la stratégie nationale en matière de conservation des eaux et afin de mobiliser les millions de mètre cubes d'eau qui est perdus (rejet en mer), l'ANBT s'est vue réaliser des barrages et des retenues collinaires. Toutefois l'étude, le choix et le dimensionnement des ouvrages de stockage méritent d'être approfondis.

Ainsi, l'étude que nous avons menée dans ce MFE est une étude des variantes des ouvrages annexes du barrage KISSIR dans la wilaya de JIJEL et principalement sur l'Oued KISSIR, afin d'approvisionner les villes d'El Aouana et Jijel en eau potable et pour l'irrigation des plaines côtières voisines.

Abstract :

In the setting of the national strategy concerning conservation of water, in order to mobilize an important quality of water that is lost (dismissal in sea). The ANBT saw itself achieving dams. However the survey, the choice and the dimensionality of the storage works deserve to be deepened.

So to survey we led in this thesis is a study the models of the works annex of KISSIR dam in the wilaya of JIJEL and mainly on the KISSIR Wadi, in order to supply the towns of El Aouana and Jijel with potable water and to irrigate neighboring agricultural lands.

Table de matières

I.	INTRODUCTION.....	1
I.1	DESCRIPTION DU SITE DU BARRAGE.....	1
I.1.1	Localisation et accès.....	1
I.1.2	Aspects locaux.....	2
I.2	HYDROLOGIE.....	2
I.2.1	Notes préliminaires	2
I.2.2	Caractéristiques physiques et hydrographiques	2
I.2.3	Caractéristiques climatiques.....	3
I.3	GEOLOGIE ET GEOTECHNIQUE.....	6
I.3.1	Géologie régionale	6
I.3.2	Géologie du site.....	6
I.3.3	Structures et tectonique	8
I.3.4	Hydrogéologie.....	9
I.3.5	Aspects géologique de la fondation	10
I.4	Fondations des ouvrages	11
I.4.1	Digue et éléments d'étanchéité.	11
I.4.2	Tunnel de dérivation provisoire et tour de prise d'eau.....	12
I.4.3	Evacuateur de crues.....	12
I.5	Matériaux de construction.....	12
I.6	Sismicité.....	13
I.7	LAMINAGE DE CRUES	14
I.8	CONCEPTIONS ADOPTEES DES OUVRAGES	14
I.8.1	Digue	15
I.8.2	Evacuateur de crues.....	16
I.8.2.1	<i>Description générale</i>	16
I.8.3	Dérivation provisoire des eaux de chantier	17
I.9	CONCLUSION	18
II.	INTRODUCTION.....	23
II.1	TOPOGRAPHIE	23
II.2	GEOTECHNIQUE.....	23
II.2.1	Essais réalisés	23
II.2.2	Résultats des essais réalisés.....	25
II.3	CONCLUSION	30
III.	INTRODUCTION.....	33
➤	Obtention des données	33

III.1	CARRACTERISTIQUES DU BASSIN VERSANT.....	33
III.2	Caractéristiques morphologique:.....	33
III.2.1	Paramètres géométriques :	33
III.2.2	Paramètres de forme :.....	36
III.3	HYPOMETRIE DU BASSIN VERSANT	37
III.3.1	Le relief	37
III.4	Caractéristiques hydrographique du bassin.....	41
III.4.1	Réseau hydrographique	41
III.5	CARRACTERISTIQUES CLIMATOLOGIQUES.....	46
III.5.1	Températures	47
III.5.2	Evaporation	47
III.5.3	Pluviométrie	48
III.5.4	Etudes des apports.....	60
III.6	Etudes des crues	67
a.	Formule de Mallet-Gauthier.....	67
b.	Formule de Possenti	67
c.	Formule de Turazza.....	67
d.	Formule de Sokolovsky.....	68
e.	Formule de Giandotti	68
III.6.2	Hydrogrammes de crue	73
III.6.3	Choix de la crue de projet	75
III.7	Apports solides et estimation du volume mort.....	77
III.7.1	Apport solide en suspension.....	77
III.7.2	Calcul du poids spécifique moyen des sédiments γ_s :.....	77
III.8	Régularisation des débits.....	80
III.8.1	Répartition mensuel de l'apport 80% :	80
III.8.2	Courbes «Hauteurs – Capacités - Surfaces»	81
III.8.3	Calcul du volume utile	82
III.8.4	Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes.....	82
III.8.5	Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes).....	84
III.9	Laminage des crues	86
III.9.1	Méthode de Muskingum:	86
III.10	Etude d'optimisation	95
III.10.1	La revanche	95
III.10.2	Tassement de la digue et fondations	96
III.10.3	Largeur en crête.....	97
III.10.4	Calcul des coûts.....	98

III.11	CONCLUSION :	103
IV.	INTRODUCTION.....	105
IV.1	Le type de fonctionnement hydraulique ou régime d'écoulement.....	105
IV.2	Choix du type de l'évacuateur de crues	106
IV.3	Choix de la rive favorable	107
IV.4	EVACUATEUR LATERALE A ENTONNEMENT FRONTAL.....	107
IV.4.1	Canal d'approche.....	108
IV.4.2	Déversoir	109
IV.4.3	Convergent	115
IV.4.4	Détermination de la largeur b_2 à la fin de la contraction.....	116
IV.4.5	Coursier	117
IV.4.6	Bassin de dissipation	123
IV.4.7	Canal de fuite	125
IV.5	EVACUATEUR LATERAL A ENTONNEMENT LATERALE.....	127
IV.5.1	Canal d'approche.....	127
IV.5.2	Déversoir et canal latéral.....	129
IV.5.3	Auge de réception.....	131
IV.5.4	Coursier	133
IV.5.5	Dissipateur d'énergie (saut de ski).....	139
IV.5.6	Dimensionnement du bassin de restitution	143
IV.6	Conclusion.....	144
V.	INTRODUCTION.....	145
V.1	ETUDE DE STABILITE	145
V.1.1	Stabilité de déversoir.....	145
V.1.2	Stabilité des murs bajoyers.....	152
V.2	Calcul de ferrailage	155
V.2.1	Ferrailage de rideau de coursier	155
V.2.2	Ferrailage de la semelle de coursier	158
V.2.3	Ferrailage du radier de déversoir.....	161
V.3	CONCLUSION.....	163
VI.	INTRODUCTION.....	164
VI.1	ETUDE DE PRISE D'EAU	164
VI.1.1	Types et emplacements possibles	164
VI.1.2	Choix de type de prise	165
VI.2	ETUDE DE VIDANGE DE FOND	167
VI.2.1	Types d'ouvrages de vidange	167
VI.2.2	Choix du type d'ouvrage vidange de fond	168

VI.3	Calcul hydraulique de la conduite de vidange	168
VI.4	CONCLUSION	170
VII.	INTRODUCTION.....	171
VII.1	Organisation technique et données préparatoires.....	171
VII.2	Les principaux intervenants sur chantier.....	171
VII.3	Travaux préparatoires et installation de chantier	172
VII.4	Les moyens de chantier :.....	173
VII.5	PLANIFICATION:	174
VII.5.1	Attribution des durées de chaque opération :.....	174
VII.5.2	Délai de construction et programme des travaux	175
VII.5.3	Symboles des différentes opérations :.....	175
VII.5.4	Techniques de la planification :	176
•	Chemin critique (C.C) :.....	177
VII.6	Devis estimatifs	177
VII.6.1	Evacuateur de crues.....	177
VII.6.2	Ouvrages de prise et vidange de fond	178
VII.7	CONCLUSION	180
VIII.	INTRODUCTION.....	206
VIII.1	ORGANISATION DE LA PREVENTION DES ACCIDENTS DU TRAVAIL .	206
VIII.1.1	Principes fonctions du service de sécurité.....	208
VIII.1.2	Liste des Actions dangereuses.....	208
VIII.1.3	Cause des accidents de travail	208
VIII.1.4	le coût des accidents de travail.....	209
VIII.1.5	CALCUL DE DEBIT D' AIRE NECESAIRE A LA VENTILLATION.....	210
	Elle tient compte du volume de l'espace à aérer. D'où : $Q = K.V$	211
VIII.2	CONCLUSION	212

Liste des Figures

Figure I.1	: situation géographique de barrage de KISSIR (échelle 1/25 000).....	2
Figure I.2	: Carte de micro zonage sismique du territoire national-RPA 99 (Version 2003)..	16
Figure II.1	: Plan de localisation des puits et tranchés	24
Figure III.01	Profil en long du cours d'eau principal d'oued Kissir.....	34
Figure III.02	Bassin Versant D'Oued KISSIR En Courbe de Niveau.....	35
Figure III.03	Rectangle équivalent bassin versant du barrage KISSIR.....	37
Figure III.04	Carte hypsométrique du bassin versant du barrage KISSIR.....	39

Figure III.05 Courbe hypsométrique du bassin versant du barrage KISSIR.....	40
Figure III.06 réseau hydrographique avec classification de schum du bassin versant du barrage KISSIR.....	44
Figure III.07 Répartition mensuelle de la température.....	48
Figure III.08 Répartition mensuelle d'évaporation	49
Figure III.09 Répartition mensuelle des précipitations.....	50
Figure III.10 Caractéristiques de la série des pluies maximales journalières.....	52
Figure III.11 Représentation graphique de la loi de GUMBEL.....	55
Figure III.12 Représentation graphique de la loi de GALTON.....	56
Figure III.11 Représentation graphique de la loi de GUMBEL.....	60
Figure III.12 Représentation graphique de la loi de GALTON.....	60
Figure III.15 Représentation graphique de la loi normale (série des apports du site).....	67
Figure III.16 Répartition mensuelle des apports 80% de site de barrage.....	67
Figure III.17 Résultats d'ajustement de la série pluviométrique de jjel.....	72
Figure III.18 Graphe de la méthode de gradex.....	73
Figure III.19 Hydrogrammes des crues probables en fonction du temps (SOKOLOVSKY).....	76
Figure III.20 Courbe hauteur-surface-volume.....	84
Figure III.21 Laminage à travers un barrage.....	91
Figure III.22 Evacuateur à surface libre à entonnement frontal.....	92
Figure III.23 Modélisation de la courbe capacité- hauteur.....	94
Figure III.24 Modélisation de la courbe surface-hauteur.....	94
Figure III.25 Courbe caractéristique du barrage pour b=15 m.....	95
Figure III.26 Le cout de la digue, l'évacuateur et le total du barrage.....	108
Figure III.27 Hydrogrames des crues (entrant – sortant).....	108
Figure IV.01. Schéma général d'un évacuateur latéral à entonnement frontal.....	114
Figure IV.02 Profil du déversoir et de la nappe déversante (Creager).....	121
Figure IV.03 Paramètres du profil aval d'un déversoir USBR (KHATSURIA R. M., 2005).....	121
Figure IV.04 Forme du seuil et la contraction des murs du chenal d'écoulement (Cox, R. G. 1973).....	125
Figure IV.05 Graphique de la ligne d'eau dans la 1 ^{ère} partie de coursier (1ere variante)....	129
Figure IV.06 Graphique de la ligne d'eau dans la 2 ^{ème} partie de coursier (1ere variante)....	130
Figure IV.07 Schéma de bassin de dissipation USBR type III (Design of small dams, 1987).....	136
Figure IV.08 description de l'évacuateur de crue latéral à entonnement latérale.....	140
Figure IV.09 Profil du déversoir et de la nappe déversante.....	144
Figure IV.10 détail du quadrant amont. (Design of small dams, 1987).....	145
Figure IV.11 Vue en plan du canal latéral (auge de réception) divisé en tranches.....	146
Figure IV.12 Profil en longe du canal latéral (l'auge de réception).....	148
Figure IV.13 Graphique de la ligne d'eau dans la 1 ^{ère} partie du coursier (2eme variante).....	151
Figure IV.14 Graphique de la ligne d'eau dans la 2 ^{ère} partie du coursier (2eme variante).....	152
Figure IV.15 Auge de dissipation <saut de ski> (Wili H. Hager & Schleiss, 2009).....	155
Figure IV.16 dent du dissipateur à auge USBR (Wili H. Hager & Schleiss, 2009).....	157
Figure IV.17 Schéma explicatif des longueurs de trajectoire.....	157

Figure IV.18 Bassin plongé de type USBR (Design of small dams, 1987).....	160
Figure V.01 Répartition des forces horizontales et verticales agissantes sur le déversoir....	161
Figure V.02 Prédimensionnement du déversoir.....	163
Figure V.03 Epure des sous pressions dynamiques.....	165
Figure V.04 Les forces agissantes sur le déversoir et la semelle.....	167
Figure V.05 Les forces agissantes sur le mur des bajoyers.....	170
Figure V.06 Calcul de ferrailage du coursier.....	174
Figure V.07 Diagramme des contraintes de la semelle du mur de bajoyer.....	179
Figure V.08 Diagramme des contraintes de la semelle du déversoir.....	183
Figure VIII.01 : Organigramme de la prévention.....	207

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Coordonnées de l'axe de barrage (UTM)	1
Tableau I.2 : Vitesse du vent	3
Tableau I.3 : Les périodes d'observation et la durée des données disponibles de ces stations	4
Tableau I.3 : Les valeurs des crues obtenues des pluies journalières maximales	5
Tableau I.5 : Les crues obtenues par la méthode d'ALEXEEV	6
Tableau I.6 : Coefficients d'accélération (RPA 2003).....	16
Tableau II.2 : Résultats de l'essai œdométrique	28
Tableau II.2 : Résultats de l'essai de cisaillement.....	28
Tableau II.3 : Résultats de l'essai des échantillons tirés des puits.....	29
Tableau II. 4 : Résultats de l'essai des échantillons tirés des tranchés.....	29
Tableau II.5 : Résultats de l'essai des échantillons tirés des sondages, des puits et des tranchés.....	31
Tableau II.6 : récapitulation des matériaux nécessaires et leur disponibilité	32
Tableau III.1 Répartition des surfaces en fonction des altitudes dans le bassin versant.....	37
Tableau III.2 Classification du relief.....	41
Tableau III.3 Longueurs des courbes de niveaux du bassin versant	42
Tableau III.4 Récapitulatif des caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant	47
Tableau III.04 Répartition mensuelle des températures	48
Tableau III.05 Répartition mensuelle de l'évaporation.....	49
Tableau III.6 Station pluviométrique.....	49
Tableau III.7 Répartition des pluies moyennes mensuelles	50
Tableau III.8 Pluies maximales journalières de la station de JIJEL SECTEUR.....	51
Tableau III.10 Test de Wilcoxon.....	53
Tableau III.11 Résultat de l'ajustement à la loi de GUMBEL.....	55
Tableau III.12 Résultat de l'ajustement à la loi de GALTON.....	56
Tableau III.13 Précipitations maximales journalières pour chaque fréquence.....	57
Tableau III.14 Les précipitations et les intensités pour les différentes fréquences.....	57
Tableau III.15 Récapitulatif de calcul des Apports moyen interannuel.....	63
Tableau III.16 Répartition mensuelle de l'apport moyen de la station	63
Tableau III.17 Répartition mensuelle de l'apport moyen calculé du site	63
Tableau III.18 Récapitulatif des résultats des coefficients des variations.....	65
Tableau III.19 Résultats de l'ajustement rapporté à la loi normal des apports.....	66
Tableau III.20 Répartition mensuelle de l'apport annuel de fréquence 80%.....	67
Tableau III.21 Récapitulatif des débits maxima de crue.....	70
Tableau III.22 Débits de pointe par la méthode GRADEX	74
Tableau III.23 Les valeurs des débits de pointe optées.....	74
Tableau III.24 Coefficients de forme de l'hydrogramme de crue δ	75

Tableau III.25	Valeurs des débits de crues en fonction du temps.....	75
Tableau III.26	Crue de projet recommandée.....	77
Tableau III.27	Choix de la crue de projet.....	78
Tableau III.28	Déférentes valeurs de « α ».....	80
Tableau III.29	Les valeurs du volume mort en suspension.....	81
Tableau III.30	Répartition mensuelle de l'apport.....	82
Tableau III.32	Courbe topographiques et volumétriques.....	83
Tableau III.33	Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm^3).....	85
Tableau III.34	Régularisation saisonnière compte tenu des pertes en (Mm^3).....	87
Tableau III.35	Valeurs de h et les plages de variation en période de crue	92
Tableau III.36	Calcul de la courbe caractéristique du barrage pour $b=15$ m.....	95
Tableau III.37	Calcul de l'hydrogramme de sortie pour $b=15$ m.....	96
Tableau III.38	Hydrogramme d'entré et les hydrogrammes de sorties.....	97
Tableau III.39	Tableau récapitulatif des résultats de laminage.....	99
Tableau III.40	Résultats de calcul de la revanche.....	101
Tableau III.41	Résultats de calcul de la largeur en crête.....	102
Tableau III.42	Cout de la digue.....	103
Tableau III.43	Coût de déversoir.....	104
Tableau III.44	Coût de coursier.....	105
Tableau III.45	Coût du canal d'approche.....	106
Tableau III.46	Coût total du barrage.....	107
Tableau III.47	Résultats de l'étude d'optimisation.....	109
Tableau III.48	Tableau récapitulatif de l'étude de la régularisation et du laminage.....	110
Tableau IV.1.	Valeurs des paramètres K et n.....	116
Tableau IV.2	Paramètres et coordonnées des point A, B et C (du profil en amont du déversoir Type Creager)	118
Tableau IV.3	<i>Calcul du profil Creager du déversoir (parement aval).....</i>	<i>119</i>
Tableau IV.04	Vitesse et profondeur au pied aval de déversoir.....	126
Tableau IV.05	Calcul de ligne d'eau dans la 1 ^{ere} partie du coursier (1ere variante).....	128
Tableau IV.06	Calcul de ligne d'eau dans la 2 ^{er} partir du coursier (1ere variante).....	129
Tableau IV.07	Hauteur des murs bajoyers dans la 1 ^{ere} partie du coursier (1ere variante).....	130
Tableau IV.08	Hauteur des murs bajoyers dans la 2 ^{eme} partie du coursier (1ere variante).....	132
Tableau IV.09	Vérification de phénomène d'aération dans la 1 ^{ere} partie du coursier (1ere variante).....	133
Tableau IV.10	Vérification de phénomène d'aération dans la 2 ^{ere} partie du coursier (1ere variante).....	134
Tableau IV.11	Choix du type de bassin de dissipation selon l'USBR.....	135
Tableau IV.12	<i>Dimensions des dents déflectrices.....</i>	<i>137</i>

Tableau IV.13 Dimensions des blocs de chicane.....	137
Tableau IV.14 Calcul du profil Creager du déversoir (parement aval).....	143
Tableau IV.15 Tableau récapitulatif des différences de côtes de la ligne d'eau et d'auge.....	147
Tableau IV.16 Tableau récapitulatif des côtes de la ligne d'eau et d'auge.....	147
Tableau IV.17 Calcul de ligne d'eau dans la 1 ^{ère} partie du coursier (2ème variante).....	151
Tableau IV.18 Calcul de ligne d'eau dans la 2 ^{ème} partie du coursier (2ème variante).....	151
Tableau IV.19 Hauteur des murs bajoyers dans la 1 ^{ère} partie du coursier (2ème variante).....	152
Tableau IV.20 Hauteur des murs bajoyers dans la 1 ^{ère} partie du coursier (2ème variante).....	153
Tableau IV.21 Vérification de phénomène d'aération dans la 1 ^{ère} partis du coursier (2 ^{ème} variante), 1 ^{ème} partie.....	154
Tableau IV.22 Vérification de phénomène d'aération dans la 2 ^{ème} partis du coursier (2ème variante), 1 ^{ème} partie.....	154
Tableau V.01 Calcul des sous pressions par la méthode de Bligh.....	164
Tableau VI.01 Etat de a distribution mensuelle de la demande	187
Tableau VI.02 L'ensembles des dispositifs minimaux préconisés	190
Tableau VII.01 Symboles des opérations.....	199
Tableau VII.02 Les paramètres du réseau à nœuds.....	200
Tableau VII.03 Cout estimatif de l'évacuateur de crues.....	202
Tableau VII.04 Cout estimatif de l'évacuateur de crues.....	203
Tableau VII.05 Cout estimatif du barrage.....	204

Liste des annexes

Tableau 01 : Série des pluies maximales journalières (mm) de la station de JIJEL SECTEUR (030301)

Tableau 01 : Série des apports (Mm^3) de la station d'OUED MISSA (030408)

Tableau 02 : Série des débits maximaux (m^3/s)

Abaque 01 : Cordonnées du point tangentiel (Pt) d'un déversoir USBR [8]

Abaque 02 : Cordonnées du point tangentiel (Pt) d'un déversoir USBR [8]

Abaque 03: Dimensionnement du déversoir labyrinthe [12]

Abaque 04 : rayon minimal relatif R_{min}/H_1 en fonction de F_1 (saut de ski) [12]

Abaque 05 : Hauteur d'eau aval (saut de ski) [12]

Tableau 01 : La vitesse d'approche admissible en fonction du type de sl

Listes des planches

Planche N°1 plan d'aménagement

Planche N°2 Coupe géologique de l'axe de l'évacuateur de crue du barrage KISSIR W.JJEL

Planche N°3 Profil en long de l'évacuateur de crues

Planche N°4 Coupe et détails de l'ouvrage de prise

Planche N°5 Plan du réseau et le diagramme de gantt

INTRODUCTION GENERALE

Un barrage est un ouvrage d'art construit en travers d'un cours d'eau et destiné à en réguler son débit et/ou à stocker de l'eau, notamment pour le contrôle des crues, l'irrigation, l'industrie, l'hydroélectricité, la pisciculture, une réserve d'eau potable, etc.

En Algérie, la construction de barrage a connu ces dernières années une forte croissance qui due essentiellement à la forte croissance démographique. A l'avenir l'état Algérienne prévoit une capacité de stockage de 17 Milliards de mètre cube par an, par la réalisation de 75 projets qui sont en étude de faisabilité et d'avant-projet détaillée. Parmi ces 75 projets la wilaya de JIJEL a bénéficié d'un projet de construction de barrage sur l'Oued *kissir* pour but de mobiliser les ressources naturelles du bassin de l'oued Kissir. Le barrage, avec un apport moyen annuel de 68 Hm³ et une retenue de 58.6 Hm³, en vue de satisfaire les besoins en eau potables et industrielle de la région voisine. Ainsi que d'assurer la possibilité d'irrigation des plaines côtières de Jijel.

L'objectif de ce travail est d'étudier les différentes variantes des ouvrages annexes adéquates (évacuateur de crue, prise d'eau et vidange de fond), pour permettre le passage des crues à travers le barrage de KISSIR, en contrôlant les côtes maximales atteintes par le barrage et assurer la sécurité des biens et des personnes habitant à l'aval, et vérifier sa faisabilité. On Dimensionne ainsi la conduite de prise d'eau et vidange de fond. Tout on choisit les variantes qui représenteront les meilleures solutions techniquement et économiquement.

Pour ce faire nous allons passer par les études suivantes :

Nous commençons par une synthèse des travaux antérieurs de l'étude, le chapitre suivant est l'étude topographique et géotechnique, afin de déterminer toutes les caractéristiques géotechniques du site, ensuite l'Etude hydrologique du bassin versant, pour déterminer les caractéristiques hydrologique, notamment le volume utile, les débits de crues pour les différentes périodes de retour et le débit de dimensionnement, et la largeur optimale du déversoir. Ensuite nous étudions en détails deux variantes possibles de l'évacuateur, qui sont : évacuateur latéral à entonnement frontal, évacuateur latéral à entonnement latéral. Après avoir choisi la variante optimale, nous consacrons un chapitre pour l'étude détaillé de cette variante. On dimensionne après la conduite de prise d'eau et vidange de fond. Enfin nous terminons par une étude d'organisation des travaux de chantier, et Consignes de protection et de sécurité au travail.

I. INTRODUCTION

Dans ce chapitre nous allons établir une synthèse des travaux antérieurs dans le cadre de des ouvrages annexes du barrage KISSIR, conformément au contrat signée ANB-ENHYD dont l'objectif est de mobiliser les ressources naturelles du bassin de l'oued KISSIR, en vue de satisfaire les besoins en eau potable et industriel de la région voisine, ainsi que d'assurer la possibilité d'irrigation des plaines côtières de JIJEL.

I.1 DESCRIPTION DU SITE DU BARRAGE

I.1.1 Localisation et accès

Le barrage de KISSIR est situé approximativement à 14 km à l'Ouest de la ville de JIJEL et à 6km à l'Est de la localité d'EL AOUANA (ex-CAVALIO), en suivant la route nationale RN 43 (Jijel-Bejaia) (Figure I).

L'axe du barrage se situe a moins de 1 km de la mer et a environ de 300 m en amont à partir du nouveau pont routier sur l'oued KISSIR. Les coordonnées de référence du site représentées par l'axe du barrage, conformées au système géodésique NORD - SAHARA et selon les coordonnées U.T.M. (Universal Transvert Mercator) sont:

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

	Rive gauche	Rive droite
N	4.974.722,50	4.074.921,77
E	738.975,99	739.269,63

Le réservoir du barrage se développera vers la direction SSE, le long de la vallée de l'oued KISSIR et vers l'Est, le long de la vallée de son affluent l'oued TAKIELT.



Figure I.1 : situation géographique de barrage de KISSIR (échelle 1/25 000)

I.1.2 Aspects locaux

I.1.2.1 Ouvrages existants

Aux approximations de l'axe du barrage il existe une installation de prise d'eau et de pompage qui alimente quelques villes de la région.

Dans la zone du site du barrage il existe deux lignes de transmission de Haute Tension et sur le flanc de la colline de la rive droite de l'oued ils existent trois pylônes de Haute Tension.

I.2 HYDROLOGIE

I.2.1 Notes préliminaires

Dans l'étude hydrologique du barrage de KISSIR de Juin 1994, ont déterminés certains paramètres du futur réservoir du barrage. Les données disponibles du bassin et celles des bassins versants voisins, ont servi de base à l'étude. Elles ont été fournies par l'ANRH et par d'autres études déjà réalisées.

Conformément aux exigences initiales de l'Agence Nationale des Barrages, le barrage de KISSIR a pour but de satisfaire les besoins en eau potable et industrielle de la région de Jijel. La consommation annuelle est estimée à 47 Hm³.

I.2.2 Caractéristiques physiques et hydrographiques

Les caractéristiques physiques et hydrographiques du bassin versant de l'Oued KISSIR sont estimés en utilisant la carte topographique à l'échelle 1/25 000.

Les résultats obtenus sont présentés ci-dessous :

- Surface du bassin versant 107,00 km²
- Altitude moyenne du bassin versant 513,00 m
- Longueur du talweg le plus long 19,00 km
- Largeur moyenne du bassin versant 5,63 km
- Pente moyenne du bassin versant 0,26 %
- Pente moyenne de l'oued KISSIR 5,26 %

I.2.3 Caractéristiques climatiques

Le climat de la région d'étude est traité à l'aide des informations d'une seule station climatologique de l'office national de la météorologie (O.N.M.)-station Bejaia. Cette station est choisie en raison de sa proximité, sa situation au bord de la mer Méditerranée, et ses conditions climatiques que nous estimons identiques au site d'étude.

Les valeurs des facteurs climatologiques sont présentes ci-dessous:

- Température annuelle moyenne 16.9°C
- Températures maximales enregistrées (mois de Juillet) 42,5 a 45°C
- Températures minimales enregistrées (mois de Janvier) 0 a 25°C
- Humidité annuelle moyenne relative 76%
- Evaporation moyenne annuelle 1183,00 mm
- Vitesses du vent

Tableau I.2 : Vitesse du vent :

Probabilité [%]	Vitesse du vent [m/s]
2	38
50	18

Source O.N.M

I.2.3.1 Pluviométrie

Aucune station pluviométrique n'est localisée à l'intérieur du B.V. C'est pour ça que dans les études de la pluviométrie nous avons utilisé les données disponibles des stations pluviométriques situées à l'extérieur du bassin versant (TEXENNA, CHEDIA, JIJEL et la ZIAMA MANSOURIA).

Les périodes d'observation et la durée des données disponibles de ces stations sont présentés dans le tableau ci-dessous.

Tableau I.3 : Les périodes d'observation et la durée des données disponibles de ces stations :

Nom	Code	Altitude	Période d'observation	Nbr.ans
TEXENNA	030302	725	1913-1990	57
CHEDIA	030312	94	1972-1990	16
JIJEL	030301	6	1881-1990	56
ZIAMMA MANSOURIA	030309	20	1945-1975	13

Source ANRH

Nous avons formé des séries d'observation des pluies mensuelles de ces quartes postes pluviométriques.

Ils ont fait l'analyse de régression par ces séries d'observations pour un intervalle de confiance de 95% respectivement: TEXENNA-ZIAMA MANSOURIA; JIJEL-CHEDIA; TEXENNA-JIJEL; JIJEL-TEXENNA.

Ils ont été obtenus de très bons coefficients de corrélation (> 0.75). A la base des équations de régression ils ont déterminés les valeurs des pluies annuelles moyennes suivantes:

- TEXENNA - P an = 1305 mm
- JIJEL - P an = 1080 mm
- CHEDIA - P an = 1092 mm
- ZIAMA MANSOURIA - P an = 1192 mm

En utilisant la méthode de Thiessen nous avons calculé la valeur des pluies annuelles moyennes du bassin de l'Oued KISSIR suivante:

$$P_{an} = 1255 \text{ mm}$$

Pour déterminer les pluies maximales journalières nous avons formé une série de pluies maximales journalières du poste pluviométrique de TEXENNA. A partir du traitement de cette série d'observation, en utilisant certains types de distributions théorétiques, nous avons choisi la distribution log-normal qui représente mieux la matière empirique.

L'estimation de la bonne distribution est faite à partir des critères de Kolmogorov-Smirnov et le teste de "C2" pour un intervalle de confiance de 95%.

Les valeurs obtenues des pluies journalières maximales sont les suivantes:

Tableau I.3 : Les valeurs des crues obtenues des pluies journalières maximales :

Probabilité [%]	P_{imax} [mm]
0.01	242
0.10	199
1,00	156
5,00	125

I.2.3.2 Apports liquides

Aucune station hydrométrique n'est localisée à l'intérieur du bassin versant considéré. Pour déterminer l'apport liquide de l'oued KISSIR nous avons utilisé l'information hydrométrique disponible de la station de El Agram ayant une période d'observation de 1972/73 jusqu'à 1985/86, soit de 14 ans. Une analyse de régression a été faite en utilisant les séries d'observation des pluies mensuelles du poste de TEXENNA et les volumes mensuels des apports liquides de la station hydrométrique du barrage d'El Agram. Suite a cette analyse on a tiré la conclusion que la relation de corrélation est très bonne, avec un coefficient de corrélation égal à 0.85 et un coefficient de détermination supérieur à 0.73.

En utilisant le bassin d'El Agram en tant qu'analogie nous avons déterminé le volume annuel moyen de l'apport liquide de l'Oued KISSIR, notamment:

$$A_{moy an} = 63.39 \text{ Hm}^3$$

Avec un coefficient de l'apport liquide d'environ 0.47.

Pour le coefficient de variation nous avons déterminé la valeur suivante:

$$Cv = 0,45$$

I.2.3.3 Crues

A défaut d'information hydrométrique sur le bassin versant étudié on a déterminé les crues par les méthodes citées ci-dessous

- Méthode d'ALEXEEV
- Analogie
- Formules empiriques

Suite à l'analyse des trois méthodes nous préconisons la méthode d'ALEXEEV qui tient compte de tous les éléments du bassin versant - hydrographiques, orographiques, climatiques et hydrologiques. Au tableau de ci-dessous sont présentés les résultats obtenus.

Tableau I.5 : Les crues obtenues par la méthode d'ALEXEEV :

Probabilité [%]	Débit de la crue [m ³ /s]	Volume de la crue [hm ³]
0,01	940	16,00
0,10	750	11,95
1,00	440	5,97
5,00	350	5,00

I.2.3.4 Apports solides

La détermination des apports solides du bassin versant de l'Oued KISSIR est effectuée à la base des données d'observation sur la concentration des sédiments par mois, uniquement de la station hydrométrique du barrage de TABELLOUT (030408) (station-analogue) de la période 1972/73 — 1990/91.

Après avoir élaboré la série des valeurs interannuelles moyennes de la concentration des sédiments pour la période citée ci-dessus nous avons obtenu une concentration moyenne des sédiments égale à 2.44 kg/m³.

De l'analyse effectuée entre les valeurs de la concentration des sédiments et les débits moyens annuels, nous avons déterminé la concentration interannuelle des sédiments, égale à 2.9 kg/m³.

Avec $\gamma_{\text{solides}} = 1.6 \text{ t/m}^3$ et avec les apports solides de fond, adoptés d'environ 30% de la concentration des sédiments, le volume des apports solides annuels du barrage KISSIR est estimé à environ 150 Hm³ soit d'environ 1700 t/km²/an.

I.2.3.5 Régularisation

La destination initiale du barrage KISSIR fixée par l'Administration est de régulariser un volume d'eau annuel de 47 Hm³ pour satisfaire aux besoins d'eau potable et industrielle de la région de Jijel. Les études réalisées et les visites au site du barrage prouvent la conclusion que le bassin versant et la cuvette de la retenue sont favorables et correspondent aux exigences de l'AEP. C'est sur cette base qu'on a déterminé les caractéristiques de la retenue suivantes:

- Volume total de la retenue 68 hm³
- Volume des apports solides 7.5 hm³
- Volume mort de la retenue 12 hm³
- Volume utile de la retenue 56 hm³
- Débit maximal de la prise d'eau 2.1 m³/s

A partir des courbes caractéristiques de la retenue, on détermine le niveau normal et le niveau du volume mort de la retenue, come suit:

- Cote de Retenue Normale 44,50 m
- Cote des Plus Basses Eaux 19,50 m
- Cote d'envasement 15,50 m

La destination actuelle du barrage, annoncée par l'Administration lors de la réunion du 28.05.1994, est d'assurer 36 hm³/an pour l'AEP de Jijel et 11 à 12 hm³/an pour l'irrigation des plaines côtières. Les études effectuées démontrent que le volume total initial de la retenue s'élevant a 68hm³ est suffisant du point de vue de la nouvelle destination du barrage KISSIR.

L'analyse des résultats obtenus montre que le volume utile de la retenue ainsi déterminé, soit de 56 Hm³. donne la possibilité d'assurer 36 hm³/an pour l'AEP avec une probabilité de la consommation de 95,68% et 12hm³/an pour l'irrigation avec une probabilité de la consommation de 94,15% Le degré de la régularisation de l'apport de l'Oued est égal a 76,66%. Les débits maximaux de la prise d'eau sont les suivants:

- Pour l'AEP 1.60 m³/s
- Pour l'irrigation 1.60 m³/s

I.3 GEOLOGIE ET GEOTECHNIQUE

I.3.1 Géologie régionale

Les unités structurales existantes dans la région sont les suivantes :

- Le socle Kabyle;
- Les Unités frontales;
- Les Unités telliennes;
- Les nappes supérieures.

Le socle Kabyle : Représente l'ensemble des terrains métamorphiques anciens, antétriasiques. Il est composé d'un substratum gneissique poly métamorphique, d'un complexe phylladique cambro-ordovicien. Des calcaires siluro-dévonien.

Les Unités frontales : Ce sont les unités schisteuses plus ou moins métamorphisées, engages sous le socle Kabyle. Cet ensemble est dénommé unités infra-Kabyles ou unités externes a matériel volcano-sédimentaire. Elles mêmes chevauchantes sur les zones telliennes.

Les Unités telliennes : C'est l'ensemble des nappes, en position structurale intérieure, ou avant pays para-autochtone. Elles sont caractérisées par des formations lacuneuses et a nombreuses discordances allant du lias au miocène.

Les nappes supérieures : Regroupant toutes les unités en position structurale haute (Supérieur) caractérisées par: soit des contacts cartographiques "plats" ou par des structures "plis découlement" de type gravitaire (disharmoniques).

I.3.2 Géologie du site

I.3.2.1 Lithologie

D'après les conclusions générales sur la géologie régionale, la vallée de l'oued KISSIR dans la zone de l'axe du barrage est creusée dans le compartiment structural supérieur en petite Kabylie occidentale, constituant des principales unités:

- Flysch dissocié: Albo-aptien à Eocène;
- Flysch numidien: Oligocène terminal à Burdigalien.

Généralement, le massif rocheux est recouvert de dépôts colluvionnaires et alluvionnaires. Les conditions de la fondation présentées par le site sont caractérisées par l'hétérogénéité de la lithologie.

I.3.2.2 Flysch dissocié: Albo-aptien à Eocène

Cette formation constitue le substratum sur l'axe et la plus grande partie de la fondation du barrage. Elle est composée essentiellement d'une alternance d'argilites et de grés.

Les argilites :

À l'affleurement, cette formation est pratiquement inexistante. Plus facilement recodable en Sundance, elle donne lieu à la constitution d'un soi argileux identifié par les sondages. Ce sont des argilites gréseuses et occasionnellement des argilites marneuses de couleur variable — verdâtre, brunâtre, grisâtre ou noirâtre. Ces roches présentent localement une schistosité de direction parallèle au pendage (dans l'étude de faisabilité énoncée "sil stones"). Les argilites se rencontrent en couches centimétriques à décimétriques.

Les grés :

Le gré est le seul rocher qui affleure sur les deux appuis au niveau du site du barrage en couches décimétriques à métriques. Ils présentent une granulométrie variant de fine à moyenne, une couleur variable de blanchâtre à grisâtre et de jaunâtre à rougeâtre. Les faciès d'altération actuelle de ce type de roche sont généralement de couleur rougeâtre. La composition de la granulométrie des grés est quartzeuse et le ciment est principalement siliceux. Les grés présentent sur l'ensemble du site une intense fracturation ainsi qu'une impéissante altération.

Les limites entre des argilites et les grés sont difficilement discernables sur le terrain en raison de l'épaisseur du recouvrement et de la couverture végétale, ce qui rend mal aisée la reconnaissance des lignes tectoniques. En général, au niveau du site du barrage, dans la coupe stratigraphique du flysch dissocié albo—aptien à éocène, les argilites prédominent sur les niveaux gréseux.

La molasse aquitano-serravallien, affleurant en hauts niveaux des versants, contient des bancs de grés à faciès numidien et des blocs du flysch dissocié, interprétés par les auteurs comme des olistolites isolées ou "remaniées".

I.3.2.3 Le flysch numidien

Cette formation est bien présentée en aval de quelques dizaines de mètres de la zone de l'axe du barrage. Un imposant massif gréseux affleure sur une grande superficie contrastant ainsi avec la "monotonie" de la formation du flysch dissocié en amont. Le contact entre les deux formations lithologiques est anormal et bien net. Il est marqué par un abrupt tourne vers l'amont vu que les couches gréseuses de grandes épaisseurs qui constituent le massif plongent fortement vers le Nord.

Le flysch numidien est composé de grés en bancs épais, massifs de 2 à 3 m d'épaisseur, constituant un ensemble de 140 à 150 m d'épaisseur. Ce sont des grés quartzeux. De teinte

jaune blanc, rouille a l'altération, a granulométrie moyenne a grossière intercales entre les bancs gréseux, apparaissent des niveaux argileux centimétriques a décimétriques de couleurs variées: rouge, noire (ou argiles vari colores). Ces filons d'argiles sont bien visibles dans le tunnel routier creuse dans la rive couche de l'oued KISSIR. On note aussi dans ce tunnel, la présence de 1 à 40 cm de diamètre remplis par des argiles noires.

Les grés numidien sont des roches consistantes et dures. C'est pourquoi, ils forment sur le relief des points rocheux très découpés, résistants aux agents d'érosion.

I.3.2.4 Les colluvions

Les dépôts colluvionnaires qui recouvrent les versants sont très étendus sur toute la zone du site.

Provenant de l'altération superficielle des grés et des argilites, leur épaisseur est de 1,5 m sur la rive gauche, et les parties hautes de versants à 4 m sur la rive droite, et les parties basses à la limite de la plaine.

Ces colluvions sont constituées par des fragments de grés et d'argilites allant jusqu'à une échelle décimétrique, emballées dans une matrice argile sableuse.

Au pied du talus de l'affleurement rocheux, sur les deux appuis et en aval de l'axe, se sont accumulés des blocs de grés de taille variable parfois mêlés à des dépôts graveleux et argilo-sableux.

I.3.2.5 Les alluvions

Les dépôts alluvionnaires appartiennent au lit actuel et à la basse terrasse de l'oued KISSIR. D'après la granulométrie et la consistance ces matériaux sont constitués de graviers et cailloux avec une matrice sableuse; sable fin à moyen avec présence de graviers et sable fin argileux à argile sableuse parfois à aspect vaseux.

L'alternance des trois types de dépôts alluvionnaires sur la coupe géologique, traversée par les sondages de reconnaissance, est irrégulière en profondeur ainsi qu'en aval et en amont de l'axe du barrage.

Les niveaux des graviers et cailloux avec une matrice sableuse sont traversés par tous les sondages avec une épaisseur maximale de 25 m. Ils sont constitués de grés fin, gris-jaunâtre, dur, avec un diamètre de 2 à 10 cm, prédominant Ø 4-5 cm. La matrice est de sable fin à moyen, peu limoneux, gris jaunâtre (~ 50%).

Les niveaux sableuses sont constitués de sable fin à moyen, gris jaunâtre, peu argileux avec présence de graviers (~ 20%). L'épaisseur maximale est de 13 m au niveau de l'axe.

Les dépôts de sable fin limoneux-argileux à argile limoneuse, grisâtre avec des traces de matières organiques, parfois à aspect vaseux sont intercalés en profondeur entre les deux formations précédentes, avec une épaisseur de 5 m (au niveau de l'axe) à 13 m en aval du pont de l'oued KISSIR.

L'épaisseur maximale des matériaux alluvionnaires au niveau de l'axe du barrage est de 31,70 m et de 47,50 m en aval du site de barrage.

Les alluvions sont totalement saturées et moyennement compactées.

I.3.3 Structures et tectonique

La structure c'e la zone de KISSIR est complexe. Elle est la conséquence de plusieurs déformations liées a plusieurs phases tectoniques. Cette zone appartient au domaine des nappes supérieures de l'édifice structural de la Petite Kabylie occidentale.

I.3.3.1 Stratification

Les formations géologiques au niveau du site constituent un anticlinal d'axe voisin de la direction Est-Ouest (N 10°E), dont le cœur est occupé par une alternance d'argilites et des grés labo aptiens du flysch dissocié.

Le flanc Sud de l'anticlinal est visible sur le terrain où les couches plongent de 70° à 80° à subvertira vers le SSE avec une direction variante de N 70°E à 95°E. A cette position, les bancs de grés sont coupés perpendiculairement par la direction locale de la vallée. Les couches continuent vers le Sud, elles sont plissées en un synclinal, dont le cœur est occupé par molasse "aquitano- serravallien" et les alluvions.

Le flanc Nord de l'anticlinal n'est pas visible sur le terrain à cause des dépôts quaternaires qui recouvrent les talus. En plus, les grés numidiens perturbent la structure géologique en cet endroit. Quelques mesures dans la zone du flanc Nord montrent que les couches plongent de 60 à 75° vers le NNW avec une direction de N 70°E.

La nappe numidienne reposée contact anormal sur le flysch dissocié. Cette nappe est représentée par des grés en bancs métriques qui plongent de 65° à 85° vers le NNW, avec une direction moyenne variante entre N 70°E à N 90°E.

I.3.3.2 Tectonique cassante

Fractures : Dans la zone du barrage on peut observer une orientation constante de l'altitude des principales fractures selon la direction: N 75°E, 75°N qui correspond à la stratification de la nappe numidienne et aux familles de fractures principales:

- F1 - (la première) direction NE (N 40° à N 50°)
- F2 - (la seconde) NW (N 320° à N 330°)

Le pendage des principales familles de fractures varie entre 40 degrés et subvertical.

La fracturation est affectée à l'échelle centimétrique et décimétrique par de nombreux micro plissement qui définissent sur les surfaces de stratification des plans de cisaillement en particulier au niveau des argilites.

D'extensions métriques, les fractures ont une ouverture de quelques millimètres à 5 cm en surface. Localement dans la zone des affleurements des gros bancs de grés numidien, en aval de l'axe du barrage, ces ouvertures peuvent être de l'ordre du mètre. Généralement ces ouvertures se referment en profondeur.

Failles : La campagne de reconnaissance géologique permet de mettre en évidence l'existence d'une faille ou zone de broyage dans la zone centrale du barrage. La faille mise en évidence est principalement de la direction subparallèle à l'oued KISSIR et appartient à la seconde famille (F2) de Fracturation.

Cette faille a été indiquée par les prospections géophysique lors de la campagne de l'étude de faisabilité et a été confirmée par les sondages de reconnaissance SK 9, SK 14 et SR 19, réalisées au stade de l'étude de l'APD. Pas une faille de la première famille (F1) de fracturation n'a pas été observée dans la zone du site.

I.3.4 Hydrogéologie

Dans la zone du site, la nappe aquifère de la formation géologique miocène présente un écoulement vers la rivière et vers la mer.

Sur les deux rives, la ligne piézométrique est subparallèle au versant d'une profondeur de 7,90 (SR 4) à 15,60 m (SK 2) et sa pente est de l'ordre de 1 V/6 H pour la rive gauche et de l'ordre de 1 V/2,5 H pour la rive droite.

Dans la plaine le niveau phréatique présente des variations importantes entre la période humide et la période sèche. Lors de la réalisation des travaux de reconnaissance (été 1993) le niveau d'eau a été mesuré à la cote 0,40 : 0,50 m.

La nappe aquifère de surface doit être limitée en profondeur par la fermeture des discontinuités et latéralement par la présence des argilites qui doivent probablement donner lieu à une subdivision de cette nappe aquifère en plusieurs nappes isolées.

I.3.5 Aspects géologique de la fondation

En général, l'aspect géologique de la zone du site du barrage est complexe à cause de l'hétérogénéité des formations géologiques, de la fracturation intense et le plissement du substratum, en plus les dépôts colluvionnaires et alluvionnaires recouvrent presque la totalité de la zone. L'ensemble de ces éléments aura une influence sur les caractéristiques de déformabilité et de perméabilité de la fondation.

I.3.5.1 Altération et décompression

Les observations faites dans les sondages et les résultats des prospections géophysiques (l'étude de faisabilité) tendent à confirmer que la profondeur d'altération est importante. L'action physique et chimique des agents atmosphériques est particulièrement importante et atteint de grandes épaisseurs en raison de la fracturation et de la forte humidité de la région. En profondeur, on peut distinguer trois zones principales d'altération:

ZONE A : Roche ayant subi une altération profonde de la matrice, à cause de la présence d'oxyde dans la masse le long des discontinuités, La structure est encore visible. La transformation de la roche très altérée en sol résiduel est variable, principalement dans les argilites qui se désagrègent facilement en cette phase d'altération. La limite de cette zone sur l'axe du barrage en profondeur atteinte de 6 à 8 m pour la rive gauche et de 8 à 12 m pour la rive droite Cette zone inclut les groupes suivantes d'après les normes internationales de classification de l'altération: III - VI.

ZONE B : Roche ayant subi une altération superficielle de la matrice rocheuse par cause de la présence d'oxyde essentiellement le long des discontinuités. La limite de cette zone en profondeur se situe entre 12 m (SK 5) et 34m (SK 11). Elle inclut les groupes I et II.

ZONE C : Matrice saine, mais roche intensément à moyennement fracturée. La zone de transition entre ces trois zones d'altération est graduelle.

Généralement, d'après l'analyse des phénomènes d'altération et de décompression, on remarque que les terrains les plus altérés sont localisés environ sur les 12 premiers mètres. Il faut donc tenir compte de leur observation pendant la réalisation de la fondation de la digue et des ouvrages annexes, car l'altérabilité influe d'une manière défavorable sur les caractéristiques mécaniques des roches.

I.4 Fondations des ouvrages

Il apparaît que la masse rocheuse (de grès et d'argilite du flysch dissocié et de grès Numidien, constituant le cœur et de flanc sud d'un anticlinal) est très altérée sur une dizaine de mètres de profondeur, les grès et les argilites présentent des caractéristiques mécaniques semblables, les discontinuités géologiques sont évidentes, stabilité naturelle d'ensemble des deux rives. Dans la vallée, les matériaux alluvionnaires se présentent en profondeur irrégulièrement en trois types de dépôts : graviers et cailloux sableux; sable fin à moyen peu limoneux avec graviers et sable fin limoneux à argile limoneux-sableuse parfois d'aspect vaseux. L'épaisseur maximale des alluvions est de 31.70 m (SR 1).

I.4.1 Digue et éléments d'étanchéité.

À la base des résultats des reconnaissances géologiques et géotechniques afin appuyer la digue en matériaux alluvionnaires sur une fondation acceptable on doit excaver totalement les sols colluvionnaires sur les deux rives.

La limite approximative du fond de fouille pour la fondation de la digue se situera à une profondeur variable pour les deux rives de l'ordre de 1 à 5 m au dessous de la surface du terrain. Dans la vallée (zone centrale) les conditions de la fondation sont très compliquées. Elles sont liées à l'existence des trois facteurs essentiels pouvant éventuellement engendrer le phénomène de liquéfaction:

- une épaisseur considérable d'alluvions avec la présence des sols sableux, fins, lâches et moyennement compactes, saturés;
- présence d'une nappe superficielle;
- région à sismicité élevée.

L'analyse des résultats des essais géotechniques in situ et en laboratoire, ainsi que l'évaluation des risques sismiques confirment le risque éventuel de liquéfaction des matériaux alluvionnaires au-dessous du corps de la digue.

En conclusion, il faut noter qu'afin d'assurer la stabilité de la fondation au niveau de la zone centrale de la digue, on devra prévoir une amélioration par traitement, des dépôts alluvionnaires, adéquat des conditions géologiques et géotechniques de la fondation.

Dans la zone de la rive gauche, les fouilles traverseront entièrement des grès tandis que dans la zone de la rive droite - une intercalation de petites épaisseurs d'argilites et de grès avec prédominance d'argilites.

Étant donné la possibilité de tassements et d'érosion des matériaux de remplissage des failles pendant la durée de l'excavation et de l'exploitation, il apparaît utile de curer et de bétonner les failles sur quelques mètres de profondeur.

Pendant l'excavation des fouilles, on peut dire que les talus seront plus stables sur la rive gauche que sur la rive droite, ceci étant donné par la lithologie d'une part, et d'autre part il faut prévoir une protection des couches d'argilites vu leur tendance à se désagréger quand elles sont exposées aux intempéries. La définition exacte de la profondeur du fond de fouille du noyau d'argile sera faite sur le chantier par un ingénieur géologue qui suivra les travaux d'excavation et définira avec précision le fond de fouille, le curage ou le boulonnement des blocs instables et le curage ou le colmatage éventuel des fractures et failles ouvertes ou argileuses. Au niveau du contact entre la recharge aval de la digue et le massif de grès

numidien, il faut prévoir de tailler le talus de ce massif afin d'éviter des chutes des blocs sur le corps de la digue.

L'étanchéité de la fondation du barrage KISSIR sera assurée par le traitement du substratum au moyen d'un rideau d'étanchéité sur les deux rives et d'une paroi moulée qui traversera les matériaux alluvionnaires et pénétrera d'environ 1- 2 m dans le substratum.

La connaissance des principales familles de discontinuités et les résultats d'essais d'eau permettent de proposer la profondeur de la zone à injecter au dessous du niveau du fond de la fouille du noyau d'argile:

- rive gauche de 35 à 45 m;
- rive droite de 33 à 53 m;
- zone centrale d'environ 20 m au dessous du fond de la paroi moulée.

I.4.2 Tunnel de dérivation provisoire et tour de prise d'eau

L'axe du tunnel de dérivation provisoire, située sur la rive gauche de l'oued comprend des tronçons rectilignes et curvilignes.

La plus grande partie de la longueur du tunnel sera creusée dans une alternance des argilites et de grès de flysch dissocié. Cette alternance constitue le flanc sud et le cœur de l'anticlinal au niveau du site du barrage KISSIR. La dernière partie du tunnel sera réalisée dans le massif rocheux de grès numidien.

La tour de prise d'eau sera implantée sur l'axe du tunnel à la cote du terrain d'environ 15.00m sur la rive gauche. En ce niveau le terrain est constitué des argilites du flysch dissocié, très altérées et fracturées d'une dizaine mètres de profondeur, recouvertes par matériaux colluvionnaires d'épaisseur de 2 à 3 mètres.

I.4.3 Evacuateur de crues

L'axe de l'évacuateur de crue sera complètement séparé de la digue sur la rive droite. Le déversoir sera entièrement entaillé dans le massif rocheux constitué d'une alternance d'argilites et de grès de flysch dissocié. La plus grande partie de l'évacuateur de crues, en aval du déversoir, sera entaillée dans le massif rocheux constitué de grès numidiens.

Tenant compte de la consistance du massif rocheux et de sa structure géologique, afin d'assurer le fond de la fouille contre le phénomène d'érosion et d'améliorer le contact ouvrage - fondation, on doit prévoir l'épandage d'un béton maigre de protection, surtout dans les zones des affleurements des argilites.

Les travaux d'excavation devront être supervisés afin de pouvoir prévenir toutes les modifications nécessaires des talus d'excavations.

I.5 Matériaux de construction

Les zones d'emprunt suivantes ont été étudiées :

- zone d'argile I;
- zone d'argile II;
- zone des alluvions;
- zone d'enrochement I;
- zone d'enrochement II;

I.6 Sismicité

L'examen des cartes des épicrocentres montre que la zone proche du site du barrage de KISSIR se retrouve inscrite dans une région à forte activité sismique. De l'Ouest en Est on retrouve: le golf de Bejaia, la région de Kerrata, la région de Sétif, de Constantine et de Guelma. L'ensemble des considérations développées auparavant nous conduit à estimer les valeurs des accélérations au sol suivantes.

- séisme de projet (séisme normal) $K_s = 0.20g$
- séisme exceptionnel $K_s = 0.35g$

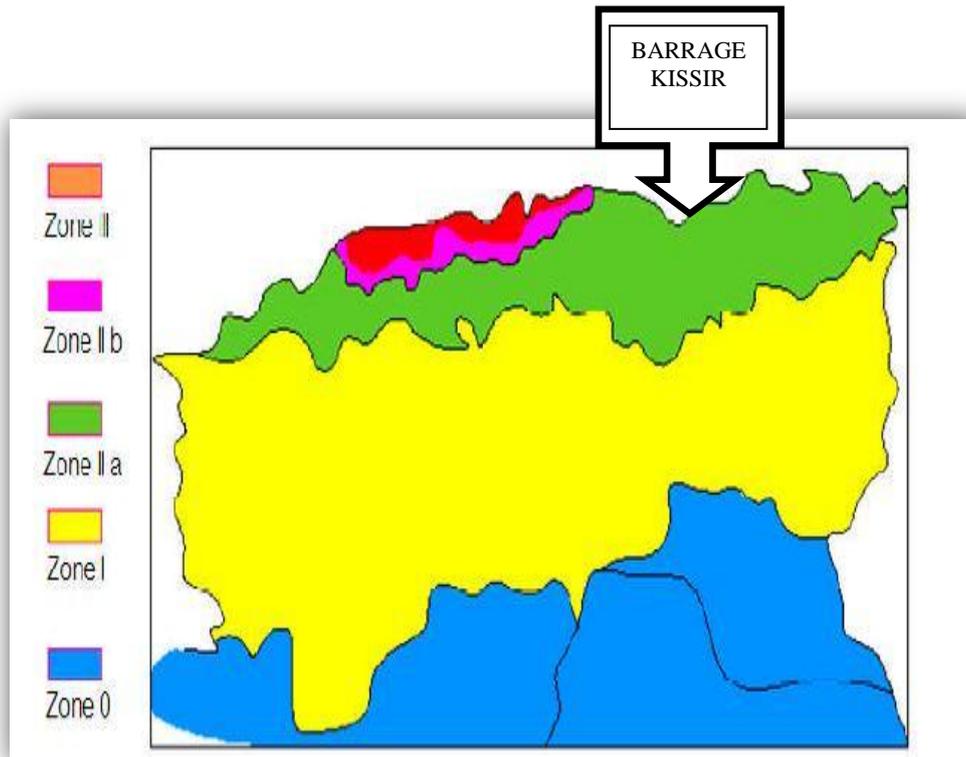


Figure I.2 : Carte de micro zonage sismique du territoire national-RPA 99 (Version 2003)

Le site du barrage KISSIR est situé dans la zone «II-a» (zone caractérisée par une intense activité sismique d'après le R.P.A, correspondant à une intensité égale à VII selon l'échelle de Mercalli).

Le barrage KISSIR constitue un ouvrage de grande importance pour la communauté et ceci lui permet d'être classé dans le groupe d'usage 1B selon le règlement R.P.A.

Tableau I.6: Coefficients d'accélération (RPA 2003):

Groupe	Zone I	Zone II-a	Zone II-b	Zone III	Classification des ouvrages selon leur importance
1A	0,15	0,25	0,30	0,40	Ouvrages d'importance vitale
1B	0,12	0,20	0,25	0,30	Ouvrages de grande importance
2	0,10	0,15	0,20	0,25	Ouvrages courants
3	0,07	0,10	0,14	0,18	Ouvrages de faible importance

Il y a lieu par ailleurs de souligner que le barrage KISSIR sera édifié sur un épais tapis alluvial de composante généralement fine renfermant des niveaux franchement sableux et silteux toujours saturés. Cette situation conjuguée avec des séismes de forte magnitude conduira probablement à la liquéfaction de ces sols. Ce phénomène a été relevé à plusieurs reprises et dans plusieurs endroits de la région.

Aussi faudra-t-il évaluer le potentiel de liquéfaction de ces sols et de prendre toutes les dispositions utiles pour parer à ce phénomène.

I.7 LAMINAGE DE CRUES

Le laminage de crues est effectué pour deux cas possibles:

- Premier cas - passage d'une crue de 0,1% de probabilité
- Deuxième cas - passage d'une crue de 0,01% de probabilité

Les calculs du laminage de crues ont été effectués d'après les conditions suivantes:

- La cote du seuil du déversoir est 44,50 ;
- Le débit et le volume de la crue sont adoptés d'après le rapport hydrologique;
- La longueur de la lame déversant est égale à 20 m;
- Les valeurs du coefficient de débit sont adoptés en conformité des résultats des essais sur modèle réduit.

Les niveaux maximum de la retenue et les débits maximum du déversoir sont les suivants:

- Premier cas (crue de probabilité de 0.1%)

$$N_{\max}=44,50+2,62=47,12 \text{ m}$$

$$Q_{\max}=184 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Deuxième cas (crue de probabilité de 0.01%)

$$N_{\max}=44,50+3,40=47,90 \text{ m}$$

$$Q_{\max}=261 \text{ m}^3/\text{s}$$

I.8 CONCEPTIONS ADOPTÉES DES OUVRAGES

L'aménagement du barrage de KISSIR comprend les ouvrages suivants:

- Digue.
- Evacuateur de crues.
- Prise d'eau et vidange de fond.

Dans l'étude des variantes, plusieurs variantes de ces ouvrages ont été étudiées, une analyse technico-économique ayant été effectuée eu égard à leur juxtaposition. Dans la présente étude les ouvrages du barrage de KISSIR sont conçus en conformité des variantes approuvées et adoptées par l'Administration notamment.

- Digue en alluvions avec un noyau d'argile vertical;

- Evacuateur de crues comprenant un déversoir latéral en tranchée en rive droite;
- Tunnel, en rive gauche, pour la dérivation provisoire;
- Prise d'eau et vidange de fond, réutilisant le tunnel de dérivation provisoire.

I.8.1 Digue

I.8.1.1 Description générale de la digue

L'axe de la digue du barrage de KISSIR est située sur le dernier étranglement de la vallée de l'Oued KISSIR, avant son afflux en mer Méditerranée. L'axe représente sous forme d'un arc de cercle avec un rayon de 600m.

La variante adoptée est celle d'une digue en alluvions avec un noyau d'argile vertical.

Les caractéristiques techniques et géométriques de la digue sont données sur les plans annexes - profils types de la digue.

- | | |
|-----------------------------|---------|
| • cote de la crête | 48,25m |
| • cote des Plus Hautes Eaux | 47,90m |
| • cote de Retenue Normale | 44,50m |
| • hauteur maximale | 48,00m |
| • cote du volume mort | 19,50m |
| • largeur en crête | 8,50m |
| • longueur en crête | 368,10m |

Talus amont

- pentes 1:2; 1:2,5; 1:3
- berme, de 6,00m de large, à la cote 20,00
- berme, de 10,00m de large, à la cote 12,00

Talus aval

- pentes 1:2; 1:2,5
- berme, de 6,00m de large, à la cote 20,00
- berme, de 10,00m de large, à la cote 10,00

L'étanchéité de l'assise alluvionnaire dans le lit de l'Oued sera réalisée à l'aide d'une paroi moulée qui y pénétrera jusqu'à rejoindre le substratum. La profondeur de la paroi moulée est comprise entre 4 et 5 m environ. Ensuite un voile d'injection est à réaliser jusqu'à 20m au-dessous de la paroi moulée

Un voile d'injection, d'une profondeur de 50m environ, est conçu dans les appuis afin d'y consolider la fondation et de garantir une étanchéité acceptable des roches fractures (UL1). Dans la zone de la fondation du noyau d'argile est prévu un tapis d'injection ayant une profondeur de 5 à 7m environ.

Dans le but d'abaisser les valeurs des déformations de l'assise alluvionnaire et d'éliminer toute possibilité éventuelle de liquéfaction des matériaux sableux fins il est prévu de réaliser

des colonnes ballastées dans une zone de l'assise alluvionnaire s'étendant sur une longueur de 186m le long de l'Oued, soit 117m en aval et 69 en amont de l'axe de la digue.

I.8.2 Evacuateur de crues

I.8.2.1 Description générale

L'évacuateur de crues est implanté en rive droite. Il est de type déversoir latéral en tranchée et de l'amont vers l'aval comprend les parties suivantes: déversoir, tranchée, coursier, saut de ski et canal d'évacuation.

Au début, les dimensions des différents ouvrages ont été déterminées moyennant des calculs hydrauliques et ensuite optimisées sur la base des résultats obtenus du modèle réduit.

I.8.2.2 Déversoir latéral

Il a une longueur de 35m, son seuil étant situé à la cote 44,50 m. Le profil du déversoir est choisi de type "à vide", comprenant une partie circulaire en crête du déversoir avec un rayon de $R=1,5$ m. En amont, cette partie circulaire se prolonge sous forme rectiligne d'une pente de 1:1 jusqu'à la plate forme à la cote 42,50. En aval, le profil circulaire descend jusqu'à la cote 43,67 et continue au dessous de cette dernière sous forme rectiligne d'une pente de 2:1.

Le franchissement de débits maximaux de $00,1\%=184$ m³/s et de $00,01\%=261$ m³/s (après le laminage de crues) par la crête du déversoir conditionne les valeurs de la hauteur de déversement, respectivement de 2,62 m et de 3,30 m.

I.8.2.3 Tranches

La tranchée va en s'élargissant avec les dimensions suivantes:

- $b_1=7$ m cote de fond 41,00
- $b_2=10$ m cote de fond 39,00
- La pente longitudinale du fond de la tranchée est de 10%.
- Le talus de la paroi frontale de la tranchée est d'une pente de 2:1 et la cote de
- Sa crête est 48,25 m.

I.8.2.4 Coursier

Le coursier, qui est d'une largeur de 10 m, est divisé conventionnellement en deux (2) tronçons, suivant la pente du fond:

- le premier tronçon est d'une pente de 0,3% pour 74 m de longueur et d'une profondeur de 5,60 m. Une partie de ce tronçon a un profil trapézoïdal (zone des argilites) tandis que le reste du tronçon est d'un profil rectangulaire. La transition de l'un profil vers l'autre s'effectue au moyen d'un tronçon de transition de 10 m de longueur.
- le deuxième tronçon, ayant un profil rectangulaire, est d'une pente de 38% pour 52 m de longueur et d'une profondeur de 2,25 m, la cote de sortie étant 19,50 m.

I.8.2.5 Saut de ski

Le saut de ski est formé par un tronçon curviligne (courbe verticale concave d'un rayon de 15m), d'une longueur de 8,06 m. Il est suivi d'un tronçon rectiligne de stabilisation du jet déversé d'une longueur de 3 m. Donc la longueur totale en plan est de 10,89 m et son élargissement est de 10 à 11. A la fin du saut de ski sont installés quatre (4) corps dissipateurs.

La longueur horizontale moyenne du jet de déversement, après le saut de ski, est de 45 m environ. "

I.8.2.6 Canal d'évacuation

Le canal d'évacuation est implanté sur la terrasse alluvionnaire de l'Oued KISSIR et afflue au lit de l'Oued dans la région du pont routier. Le canal est d'un profil trapézoïdal, avec une largeur du fond de 25 m et des parements d'une pente de 1:2. La cote du fond est 0,00.

I.8.2.7 Drainages et injections

Pour la diminution de la pression hydrodynamique agissant sur le revêtement en béton de l'évacuateur de crues et pour la garantie d'une évacuation sans entraves des eaux de filtration il est prévu de réaliser deux drains longitudinaux, sous l'aspect de caniveaux de drainage. A l'intérieur de ces drains seront installés des tubes perforés de PVC de $\varnothing 200$ mm, enveloppés de géotextile. Dans la zone du saut de ski, les tubes de drainage passent dans les murs bajoyers et l'eau de filtration s'écoule sur la plate-forme à la cote 19,00 située juste après le saut de ski.

Pour la diminution des débits de filtration il est prévu de réaliser un voile d'injection d'un seul rang autour du déversoir latéral ayant une profondeur de 10 m. Son trace commence à partir du voile d'injection principal, passe au dessous du corps du déversoir et du mur d'appui se trouvant au début de la tranchée pour rejoindre la roche de la rive droite.

I.8.2.8 Fonctionnement hydraulique de l'évacuateur de crues

D'après la demande de l'administration l'ouvrage est dimensionné pour l'évacuation d'une crue de probabilité 0,01% qui présente un débit de 940 m³/s, avant le laminage de crues, le volume de la crue étant de 16,00 hm³.

I.8.3 Dérivation provisoire des eaux de chantier

Conformément aux normes internationales, le dimensionnement des ouvrages de dérivation des eaux de chantier s'effectue pour une crue de probabilité de 5%, à savoir pour une crue vingtenale.

La dérivation provisoire des eaux de chantier nécessite les ouvrages suivants:

- Tunnel de dérivation provisoire
- Batardeau amont

I.8.3.1 Tunnel de dérivation provisoire

Le tunnel de dérivation provisoire est implanté en rive gauche. La section du tunnel est rectangulaire à une voute circulaire, les dimensions de la section étant $B=H=4,50$ m. La cote du fond de la sortie du tunnel est 0,50, compte tenu de la présence d'une nappe superficielle à la cote 0,00. La pente du tunnel est de 0.2%, pour une longueur de 300 m environ. La cote du fond de l'entrée du tunnel est 1,09 m.

I.8.3.2 Batardeau amont

On a adopté d'encasturer le corps du batardeau amont dans le corps de la digue du barrage de KISSIR, cette conception étant estimée la plus économique. Le type adopté est un batardeau amont en alluvions avec un masque d'argile.

Les caractéristiques techniques et géométriques du batardeau amont sont les suivantes:

- Cote de la crête 12,00 m
- Cote des Plus Hautes Eaux 10,95 m
- Hauteur maximale 11,00 m
- Largeur en crête 8,50 m
- Longueur en crête 270,00 m
- Pente du talus amont 1:3
- Pente du talus aval 1:2

Le batardeau amont est fondé sur les dépôts alluvionnaires de la terrasse de l'Oued KISSIR, ceux-ci étant d'une épaisseur de 30 m environ. Les résultats des études de filtration conduites ont montré que, pour un niveau d'eau devant le batardeau à la cote 11,00, le débit total de filtration à travers le corps de la digue et la fondation du batardeau amont, pour 1m est:

$$q=4,3846.104 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

I.9 CONCLUSION

On peut conclure que les conditions morphologiques sont favorables à l'exécution d'un barrage en matériaux meubles.

En particulier la rive droite présente une bonne qualité géométrique, tandis que les conditions géomécaniques de la rive gauche sont moins favorables.

II. INTRODUCTION

Ce chapitre récapitule et interprète les résultats obtenus de l'étude topographique et des essais géotechniques in-situ et en laboratoire sur des échantillons retirés des sondages, des puits exécutés dans la zone d'emprunt et des tranchées ouvertes sur le site du Barrage de KISSIR.

Ces études ont été réalisées en collaboration avec l'Entreprise Nationale de Réalisation de Barrages (ENRB/UFSI), et les travaux en laboratoire comprenant les analyses d'identification et les essais mécaniques exécutés à Alger, par la même société.

II.1 TOPOGRAPHIE

Les levés topographiques ont été réalisés au moyen de la topographie terrestre, à l'échelle 1/1000 dans la région d'emplacement des ouvrages du barrage.

Le relief topographique du site est un étranglement assez accentué dont les flancs sont constitués de grands affleurements rocheux irréguliers. Dans cette gorge on trouve l'ancien pont et l'ancienne partie de la route N43. Sur la rive gauche il y a un ancien tunnel routier. Cette gorge est définie par une vallée encaissée d'une largeur de 100 — 150m environ et d'une longueur de 150m environ, après laquelle les rives ont une pente plus douce et la vallée s'ouvre en amont et en aval sur une largeur de 300m environ.

Le flanc gauche a une pente moyenne de 30 degrés et le flanc droit a une pente de 20 degrés environ. Le fond de la vallée est constitué d'une plaine alluvionnaire ou le lit du cours d'eau forme un méandre.

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

II.2 GEOTECHNIQUE

II.2.1 Essais réalisés

Pour permettre l'investigation des matériaux contenus dans la zone d'emprunt et dans la fondation du barrage, treize puits (PE1 à PE13) ont été exécutés dans la zone d'emprunt, et quatre tranchées (TR1, TR2, TR4 et TR5) ont été ouvertes dans la zone du barrage. Les profils et leurs localisations se trouvent représentés sur les plans au dessous.

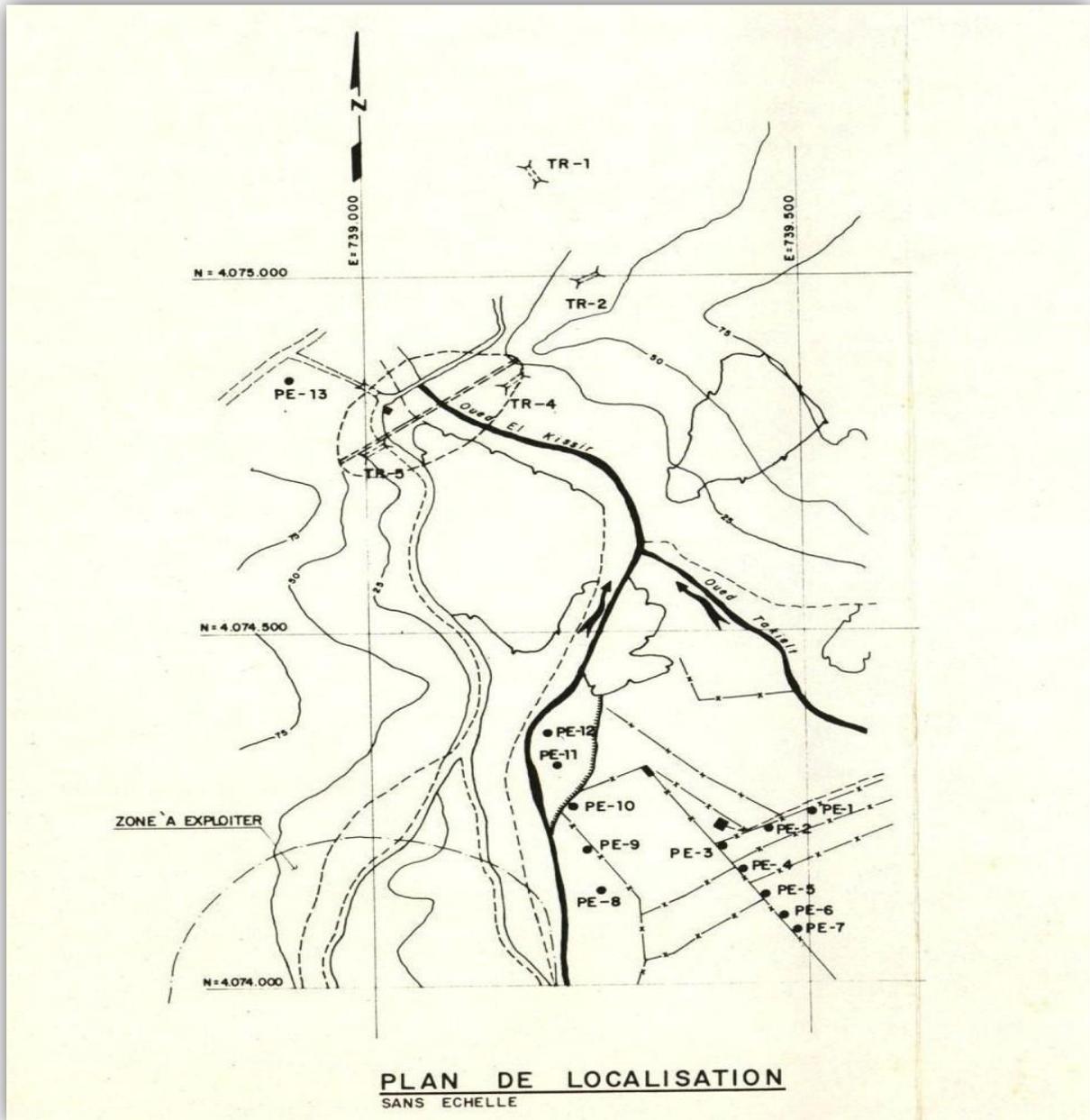


Figure II.1 : Plan de localisation des puits et tranchés

Sept sondages rotatifs à la profondeur qui varie de 30.00 à 41.50 m ont été exécutés dans la zone proche à l'axe analysé pour le barrage. Simultanément au sondages, des essais STP (standard penetration test) ont été exécutés ainsi que 58 essais de pénétration et de perte d'eau, pour le calcul de la perméabilité.

De chaque puits et tranchée on a extrait des échantillons qui ont été soumis aux essais suivants:

Essais in-situ :

Simultanément au sondages, des essais STP (standard penetration test) ont été exécutés ainsi que 58 essais de pénétration et de perte d'eau, pour le calcul de la perméabilité.

Essais en laboratoire :

- Limites d'Atterberg (ω_L et IP).
- Analyse de la granulométrie avec sédimentation.

- Essais Proctor Normal (Υd_{\max} et ω_{opt}) pour les matériaux de la zone d'emprunt.
- Essai à l'odomètre.
- Essai au cisaillement à la boîte de Casagrande (UU).

II.2.2 Résultats des essais réalisés

II.2.2.1 Zone d'Emprunt

Les échantillons retirés des puits (PE) de la zone d'emprunt, se caractérisent par la présence de:

- Sable fin argileux et limoneux, constaté dans les échantillons des puits PE1, PE2, PE4 et PE5 dont les résultats moyens sont:

➤ Granulométrie

- 47% de sable fin
- 31% d'argile
- 16% de limon
- 6% de sable gros

➤ Plasticité

$\omega_L = 37\%$ et $IP = 19\%$

➤ Caractéristiques optimales

$\Upsilon d_{\max} = 1,70 \text{ gf/cm}$ et $\omega_{\text{opt}} = 17\%$

➤ cisaillement à la boîte de Casagrande (UU) -échantillon PE-2/2,00 m

$\tau = 0,35 + B \text{ tg } 25^\circ \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$

- Sable gros à fin avec limon et argile, peu graveleux; échantillon des puits PE-6 (jusqu'à 2,0 m) et PE-7 dont les caractéristiques moyennes sont les suivantes:

➤ granulométrie

- 49% de sable gros.
- 25% de sable fin.
- 18% de limon et argile.
- 5% de graviers.
- 3% de cailloux.

➤ plasticité

$\omega_L = 26\%$ et $IP = 9\%$

➤ Caractéristiques optimales

$$\gamma_{d_{\max}} = 1,74 \text{ gf/cm}^3 \text{ et } \omega_{\text{opt}} = 12\%$$

- Cailloux de diamètres différents, échantillons des puits PE-8 à PE12. En raison de la granulométrie de ce matériau, les essais géotechniques en laboratoire n'ont pas été programmés.

II.2.2.2 Fondation du Barrage

La fondation du barrage se constitue de sols alluvionnaires et colluvionnaires, Le sol alluvionnaire (sable fin argileux, limoneux, graveleux) possède les caractéristiques moyennes suivantes:

➤ granulométrie

- 47% de sable fin
- 28% d'argile
- 15% de limon
- 7% de sable gros
- 3% de graviers et de blocs

➤ plasticité

$$\omega_L = 42\% \text{ et } IP = 20\%$$

➤ consolidation - échantillon TR4/2,00 m - en bloc

$$P_a = 1,10 \text{ kgf/cm}^2; C_c = 0,314 \text{ cm}^2/\text{kgf} \text{ et } C_e = 0,024 \text{ cm}^2/\text{kgf}$$

➤ cisaillement à la boîte de Casagrande (UU) - échantillon TR-4/2,00 m - en bloc

$$\tau = 0,55 + B \text{ tg } 20^\circ \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

- Pour le sol colluvionnaire (argile sablonneuse limoneuse) on peut observer les caractéristiques moyennes suivantes:

➤ Granulométrie

- 62% d'argile;
- 19% de sable fin à gros;
- 14% de limon;
- 5% de graviers;

- plasticité

$\omega_L = 60\%$ et $IP = 32\%$

- consolidation -TR-4/1,00 m – en bloc

$Pa = 1,60 \text{ kgf/cm}^2$; $Cc = 0,130 \text{ cm}^2/\text{kgf}$ et $Ce = 0,048 \text{ cm}^2/\text{kgf}$

Sur cet échantillon, deux essais de perméabilité (Lefranc) ont été réalisés pendant la phase de l'essai aux pressions premièrement de $2,55 \text{ kgf/cm}^2$ et deuxièmes de $4,61 \text{ kgf/cm}^2$, obtenant des valeurs de l'ordre de $3,0 \cdot 10^{-8} \text{ cm/s}$.

- Cisaillement a la boîte de Casagrande (UU) -échantillon TR-4/1,00 m en bloc

$$\tau = 1.40 + \sigma \text{ tg } 13^\circ \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

Récapitulation :

Tableau II.2 : Résultats de l'essai œdométrique cisaillement

Tableau II.2 : Résultats de l'essai de

CONSOLIDATION OEDOMETRIQUE	TR-4 / EN BLOC		PE-2	ECHANTILLON	ESSAIS DE CISAILLEMENT A LA BOITE (UU)
	1,00m	2,00m	2,00m		
Pa (kgf/cm ²)	1,60	1,10	1,80	TR-4/1,00 m-EB BLOC	$\tau = 1.40 + \sigma \text{ tg } 13^\circ$ (kgf/cm ²)
Cc (cm ² / kgf)	0,130	0,314	0,225	TR-4/2,00 m-EB BLOC	$\tau = 0.55 + \sigma \text{ tg } 20^\circ$ (kgf/cm ²)
Ce (cm ² / kgf)	0,048	0,024	0,020	PE-2/2,00m	$\tau = 0,35 + \sigma \text{ tg } 25^\circ$ (kgf/cm ²)
K (cm/s)	$3,0 \cdot 10^{-8}$				

Tableau II.3: Résultats de l'essai des échantillons tirés des puits :

Tableau II. 4 : Résultats de l'essai des échantillons tirés des tranchés :

ECHANTILLON		LIMITES D'ATTERBERG			GRANULOMETRIE						PROCTOR NORMAL	
TRANCHES OU PUIITS	PROF (m)	ω_L (%)	ω_p (%)	IP (%)	CAILLOUX	GRAVIERS	SABLE GROS	SABLE FIN	LIMON	ARGILE	$\gamma_{d_{max}}$ (g/cm ³)	ω_{opt} (%)
TR-1	1.00	45.5	20.3	25.2	-	5	21	27	10	37	-	-
	2.00	50.4	22.0	28.4	7	8	23	23	9	30	-	-
	3.00	46.0	18.1	27.9	11	9	26	16	8	30	-	-
TR-2	1.00	79.0	33.2	39.8	-	8	10	14	5	63	-	-
	2.00	48.0	23.8	24.2	-	4	4	9	23	60	-	-
TR-4	1.00	60.0	26.6	33.4	-	-	1	45	15	39	-	-
	2.00	34.0	20.2	13.8	-	2	8	40	18	32	-	-
	3.00	32.5	19.4	13.1	-	8	11	56	12	13	-	-
TR-5	1.00	-	-	-	20	23	27	16	7	7	-	-
PE-1	1.00	41.0	20.2	20.8	-	-	9	42	14	35	1.750	15.2
	2.00	52.5	19.7	32.8	-	-	9	38	19	34	1.629	19.7
	3.00	31.0	17.8	13.2	-	-	2	52	14	32	1.745	17.4
PE-2	1.00	30.2	14.3	15.9	-	-	13	45	14	28	1.750	14.9
	2.00	42.8	19.6	23.3	-	-	2	42	21	35	1.605	18.0
	3.00	30.5	15.9	14.6	-	-	1	67	13	19	1.753	16.2
PE-3	1.00	33.8	18.7	15.1	-	3	61	19	7	10	1.678	15.5
	2.00	28.5	18.6	9.9	8	22	44	13	5	8	-	-
	3.00	32.5	17.9	14.4	33	29	29	4	3	2	-	-
PE-4	1.00	35.3	17.5	17.8	-	-	10	46	14	30	1.693	17.3
	2.00	36.7	17.8	18.9	-	-	1	49	20	30	1.667	17.2
PE-5	1.00	34.4	17.9	16.5	-	-	5	53	14	28	1.700	15.5
	2.00	33.6	17.7	15.9	-	-	9	38	15	38	1.701	15.3
PE-6	1.00	27.0	18.2	8.8	7	9	58	16	4	6	1.612	11.4
PE-7	1.00	24.3	14.4	9.9	-	1	40	34	5	20	1.864	12.9
PE-13	1.00	33.0	15.0	18.0	-	6	50	14	6	24	1.693	17.0
	2.00	25.4	15.3	10.1	-	13	30	12	9	36	1.762	14.8

Tableau II.5 : Résultats de l'essai des échantillons tirés des sondages, des puits et des tranchés

Type de dépôts	Nature du sol	Poids spécifique γ_s	Densité apparente γ	Densité apparente sèche γ_d	Poids spécifique W	Teneur en eau naturelle n	Limites d'atterberg				Essais Proctor			Essais œnométrique			Essais de cisaillement				Essais triaxiaux						module de déformation ξ_e	Capacité de la portance Re	Coefficient de perméabilité K			
							Limite de liquidité W_L	Limite de plasticité W_P	Indice de plasticité I_P	consistance I_C	Densité apparente sèche γ_{dmax}	Teneur en eau opt W_{OPT}	porosité n	Pression de preconsol P_C	Densité de compression C_C	Coefficient de gonflement C_g	UU		CU		UU		CU		CU+U							
																	Angle de frottement Φ_{UU}	cohésion C_{UU}	Angle de frottement Φ'	cohésion C'												
-	-	g/cm^3	g/cm^3	g/cm^3	%	%	%	%	%	g/cm^3	%	%	Kg/cm^2	-	-	-	degré	Kg/cm^2	degré	Kg/cm^2	degré	Kg/cm^2	degré	Kg/cm^2	degré	Kg/cm^2	degré	Kg/cm^2	Kg/cm^2	Kg/cm^2	Kg/cm^2	
colluvion	Fragment de grés dans une matrice argileuse brunâtre	-	2.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	180	2.0	$5 \cdot 10^{-4}$
alluvion	Gravier et cailloux (\varnothing 2-10) avec de sable fin à moyen	2.67	-	1.8	-	0.33	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	30	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	220	3.0	$8 \cdot 10^{-3}$
	Sable fin à moyen peut argileux à présence de graviers	2.62	-	1.85	-	0.30	33	19	14	0.93	-	-	-	-	-	-	-	-	26	0.10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	150	2.5	$5 \cdot 10^{-3}$
	Sable fin argileux à argile sableuse à aspect vaseux	2.62	-	1.65	-	0.37	34	20	14	0.96	-	-	-	1.4	1.8	0.035	13	0.13	23	0.25	-	-	-	-	-	-	-	-	-	180	1.8	$2 \cdot 10^{-3}$
substratum	Grés à grains fins à moyennes mi-dur à dur, fracture	2.58	-	2.45	-	5.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	30	0.8	-	-	-	-	-	-	-	-	-	25000	10.1	$2 \cdot 10^{-3}$
	Argilite et alternance d'argilite et de grés, mi-dur, fracture	2.71	-	2.50	-	8.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	26	0.5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	10000	6.0	$1,8 \cdot 10^{-4}$
Matériaux de construction	Argile	2.56	-	-	16.5	-	41.1	20.9	20.2	1.23	1.78	15	31	4.00	0.155	0.030	11.5	0.7	16.5	0.475	2.5	0.395	10	0.575	16.33	0.485	200	2.5	$5 \cdot 10^{-4}$			
	Alluvions grossiers	2.60	-	-	-	-	-	-	-	-	1.95	-	25	-	-	-	-	-	34	-	-	-	-	-	-	-	-	-	500	4.0	$> 10^{-2}$	
	Enrochement (grés)	2.60	-	-	-	-	-	-	-	-	1.90	-	27	-	-	-	-	-	36	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1200	6.0	$> 10^{-2}$	

L'ensemble des résultats des essais géotechniques obtenus en laboratoire permet de conclure que:

- La zone d'emprunt investiguée se caractérise par la présence de trois matériaux qui sont:

- sable fin argileux et limoneux, matériau recommandable en raison de ses caractéristiques géotechniques, pour la construction du noyau de la digue.

- sable gros à fin avec limon et argile, peu graveleux qui est indiqué dû à ses caractéristiques géotechniques, pour la construction des filtres et des transitions de la digue, après avoir subi un traitement préventif.

- cailloux de diamètres différents, recommandés pour la construction des recharges amont et aval de la digue du barrage.

- La fondation du barrage sur les rives droite et gauche jusqu'à 3,5 m de profondeur se compose de sols alluvionnaires et colluvionnaires, où prédomine respectivement du sable fin argileux. Limoneux, avec des blocs et d'argile sablonneuse limoneuse.

D'après les observations "in situ" on rencontre dans cette zone des matériaux limoneux argileux adéquats pour la construction du noyau et des raccordements (transition); ces matériaux sont parfois mélangés avec des couches de graviers qui ont des épaisseurs de quelques dizaines de centimètres jusqu'à 1,5 mètre.

Tableau II.6: récapitulation des matériaux nécessaires et leur disponibilité

Application	Type	Volume nécessaire (m ³)	Disponibilité
Recharge	Graviers	1150000	Volume suffisant dans les dépôts alluvionnaires des oueds
Noyau et tranché	Argile	215000	12000 m ³ dans la zone d'emprunt investiguée -La différence pourra s'obtenir des investigations dans les colluvions des talus de la rive gauche de l'oued kissir, qui se trouvent de un à deux Km en amont de l'axe du barrage
Riprap	Roche	48000	Volume suffisant
Filtre et transition	Sable et gravier	27000	20000 m ³ dans la zone d'emprunt investiguée -La différence pourra s'obtenir facilement sur l'étendue de la zone d'emprunt

Source ANBT

II.3 CONCLUSION

D'après des informations topographiques et des reconnaissances géotechniques sur le site du barrage, nous constatons d'une façon générale que le site de barrage KISSIR de la wilaya de JJEL est faisable du point de vue topographique et géotechnique dont aucun risque particulier n'est à craindre et que ces conditions font appel à la réalisation d'un barrage en alluvion sur une fondation acceptable.

III. INTRODUCTION

Les études hydrologiques réalisées du barrage KISSIR ont eu comme objectif la pré-dimensionnement du volume du réservoir et des éléments hydrauliques de décharge et de dérivation. Les études développées pour la caractérisation climatique du site, les analyses du régime des débits moyens, qui sont nécessaires pour l'obtention de la courbe de la régularisation, et les définitions des débits maximums pour le calcul de ouvrages d'une part de la dérivation des eaux, et d'autre part de la sécurité du barrage sont ci-après relatées dans les prochains chapitres.

➤ Obtention des données

La phase initiale des travaux correspondus à l'obtention des données auprès des organismes responsables en Algérie (ANBT, ENHYD, ANRH), on a obtenu la carte planimétrique du bassin hydrographique à l'échelle 1/25000 couvre la zone inondable du réservoir, elle a été utilisée pour l'obtention de la courbe cote-surface-volume du réservoir et pour le calcul du fetch effectif, après avoir obtenus les résultats des levés topographiques réalisé dans la cuvette à l'échelle 1/5000. Ainsi que les données fluviométriques et pluviométriques journalières.

III.1 CARRACTERISTIQUES DU BASSIN VERSANT

Le site prévu pour le barrage KISSIR se situe aux proximités de la route N° 43, sur le tronçon qui va de Jijel à Cavallo, près de l'embouchure de l'Oued KISSIR (Mer Méditerranée).

L'Oued KISSIR prend source à une altitude de 1000 mètres et son cours est de 19 km jusqu'au site du barrage, qui se trouve à une altitude d'environ de 0,0 m. Ses affluents principaux sont l'Oued Dekkara et l'Oued Bechar, ces deux cours d'eau se situent sur la rive gauche de l'Oued KISSIR. La pente des affluents est abrupte, elle est d'environ 120 m/km. L'Oued KISSIR a une pente moyenne de 90 m/km, à sa tête, dans le tronçon en amont de l'oued Bekkara, qui correspond à 4 km de son cours total. Sur le tronçon de 6 km, entre les Oueds Bekkara et Bechar sa pente moyenne est de 34 m/km. Dans le tronçon final de 9 km, jusqu'au site du barrage, la pente moyenne est de 12 m/km. L'Oued Takielt prend source à une altitude de 600 m et son cours est de 13 km jusqu'au site du barrage. Sa pente moyenne est de 33 m/km. 11 ne reçoit pas d'affluent de grande importance. La forme du bassin est rectangulaire, avec une largeur d'environ 6 km et une longueur de 18 km.

Les travaux sous cité sont effectués sur des cartes MNT N36E005/006 et N35E005/006, ces cartes permettent de délimiter le bassin versant de l'oued KISSIR en passant par les lignes de partage des eaux et les crêtes, en utilisant le logiciel ArcGis 10.2.

III.2 Caractéristiques morphologique:

III.2.1 Paramètres géométriques :

III.2.1.1 Surface du bassin versant:

La superficie du bassin hydrographique est obtenue après avoir déterminé les limites du bassin versant a été donnée par plan métrage et elle est de :

$$S = 106.47 \text{ Km}^2$$

Les cours d'eau principaux sont: l'Oued KISSIR, qui draine une surface de 83 km² et l'Oued TAKIELT qui draine 23 km². Ces deux cours d'eau courent en direction Sud-Nord.

III.2.1.2 Périmètre du bassin versant:

Le périmètre est obtenu par curvimétrage et il est :

$$P = 50.82 \text{ Km}$$

III.2.1.3 Longueur du talweg principal:

C'est le talweg le plus long curvimétrage et il est de :

$$L_{cp} = 19 \text{ Km}$$

III.2.1.4 Profil longitudinal d'oued KISSIR :

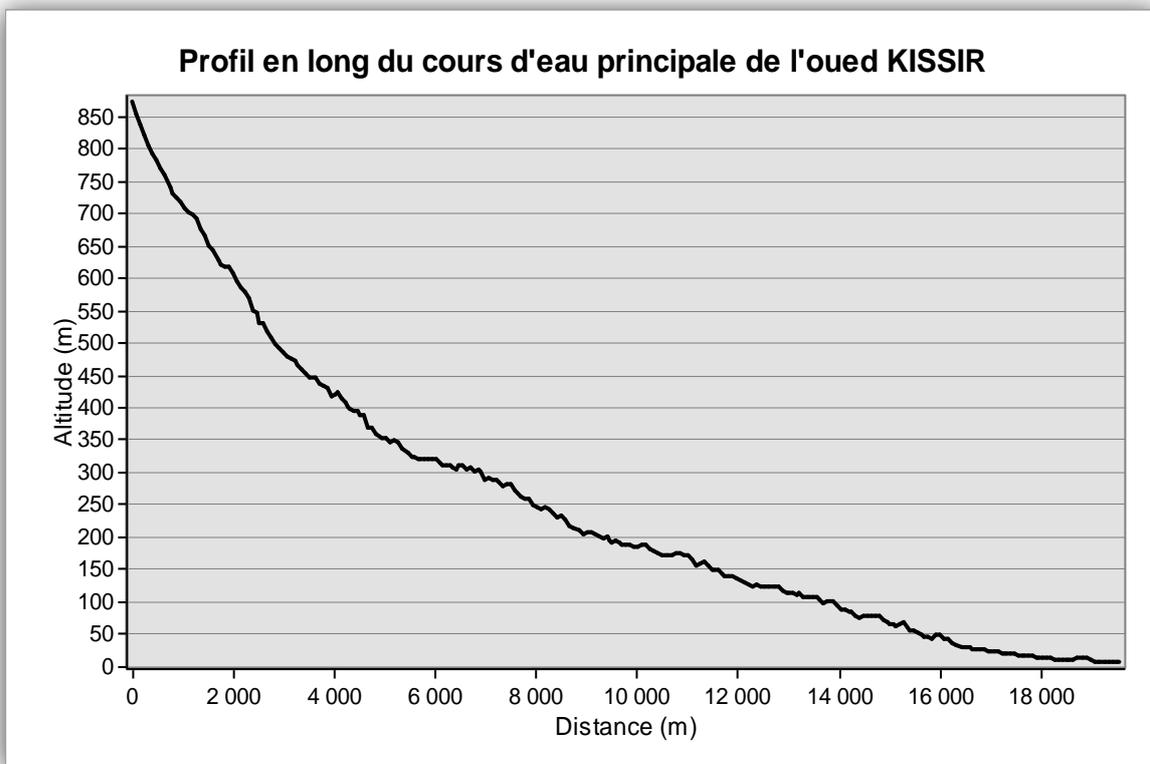


Figure III.01 Profil en long du cours d'eau principal d'oued Kissir.

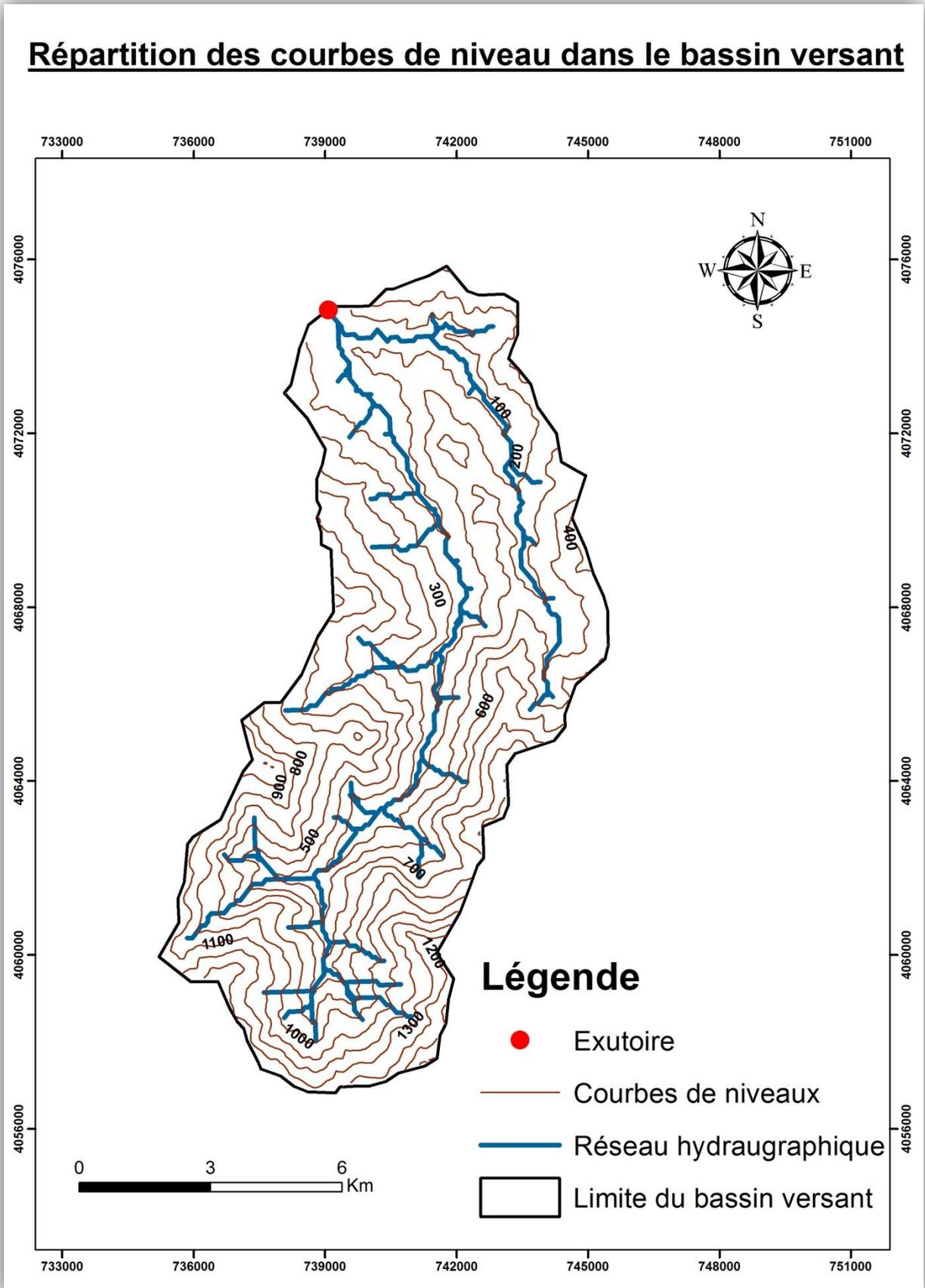


Figure III.02 Bassin Versant D'Oued KISSIR En Courbe de Niveau

III.2.2 Paramètres de forme :

III.2.2.1 Indice de compacité (GRAVELIUS):

Cet indice caractérise la forme du bassin versant (allongé ou ramassé).

$$Kc = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \dots\dots\dots(III.1)$$

P: périmètre du bassin versant.

S: surface du bassin versant.

$Kc=1.38$

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

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

Selon la valeur de Kc ($Kc > 1$) on peut dire que notre bassin est allongé.

III.2.2.2 Coefficient d'allongement :

Ce coefficient est obtenu par la relation :

$$Kp = L^2 / S \dots\dots\dots(III.2)$$

L : la longueur du talweg principal L = 19 Km

S : la superficie du bassin versant. S = 106.47 Km²

$P = 50.82 \text{ Km}$

Plus KP est grand, plus le bassin versant est allongé, plus le temps de concentration est grand et plus la crue est moins violente, c'est le cas de notre bassin

III.2.2.3 Rectangle équivalent:

C'est la transformation du bassin versant en un rectangle de longueur L et de largeur l en gardant la même surface que le bassin versant, ceci permet la comparaison entre les bassins versant.

La longueur est donnée par la formule

$$L = Kc \frac{\sqrt{S}}{1.128} \left[\sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{Kc}\right)^2} + 1 \right] \dots\dots\dots(III.3)$$

La largeur est donnée par la formule: $l = \frac{P}{2} - L \dots\dots\dots(III.4)$

$L = 19.89 \text{ Km}$

$l = 5.353 \text{ Km}$

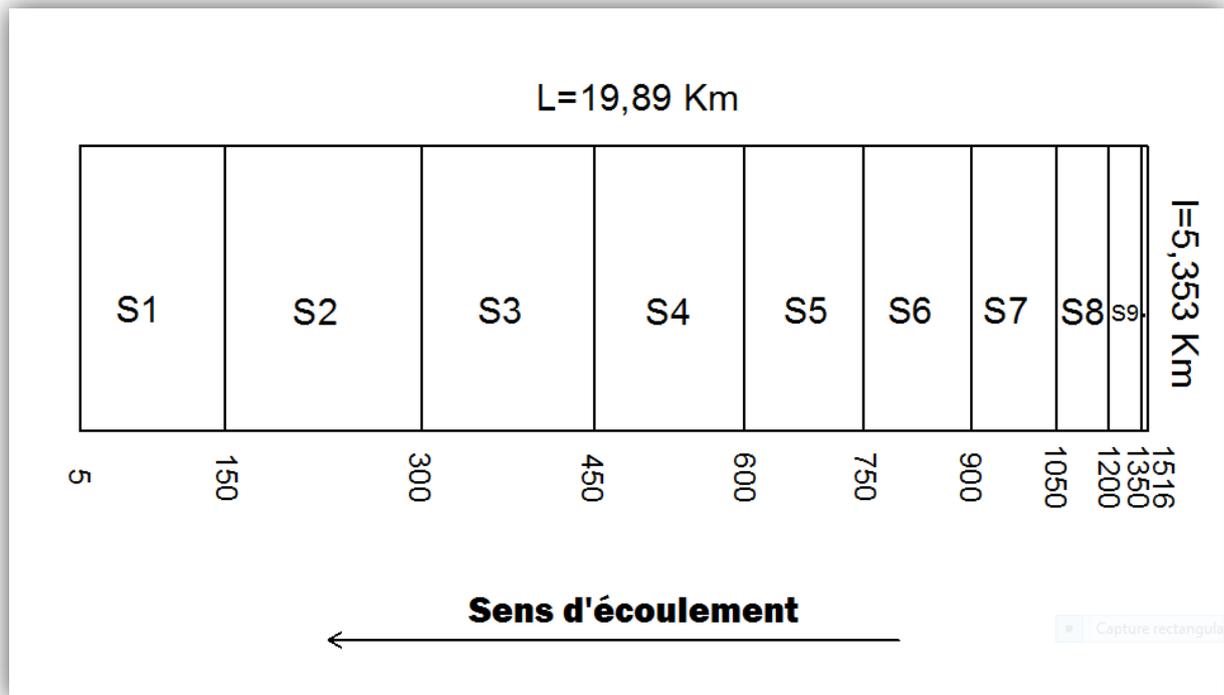


Figure III.03 Rectangle équivalent bassin versant du barrage KISSIR

III.3 HYSOMETRIE DU BASSIN VERSANT

III.3.1 Le relief

III.3.1.1 Répartition et courbe hypsométrique :

La courbe hypsométrique donne un aperçu sur la notion du relief du bassin en faisant intervenir le paramètre de la pente qui correspond à cette zone par la représentation graphique de l'altitude du bassin versant en fonction de sa surface (pourcentage de surface). Pour un intervalle d'altitude classé et choisi correspond un pourcentage de surface.

La détermination de notre courbe hypsométrique a été réalisée à l'aide d'un logiciel ArcGis. A partir des résultats des calculs de la répartition du bassin versant par tranches d'altitudes. Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau III.1 et la figure III.04.

Tableau III.1 Répartition des surfaces en fonction des altitudes dans le bassin versant

Altitude (m)	S _i (km ²)	H _i (m)	S _i (%)	S _{i cum} (%)
1350-1516	0.66	160	0.62	0.62
1200-1350	3.1	150	2.92	3.54
1050-1200	5.2	150	4.89	8.43
900-1050	8.6	150	8.04	16.47
750-900	10.69	150	10.06	26.53
600-750	11.96	150	11.24	37.77
450-600	15.02	100	14.13	51.9
300-450	17.22	150	16.2	68.1

150-300	19.65	150	18.49	86.59
5-150	14.3	145	13.41	100

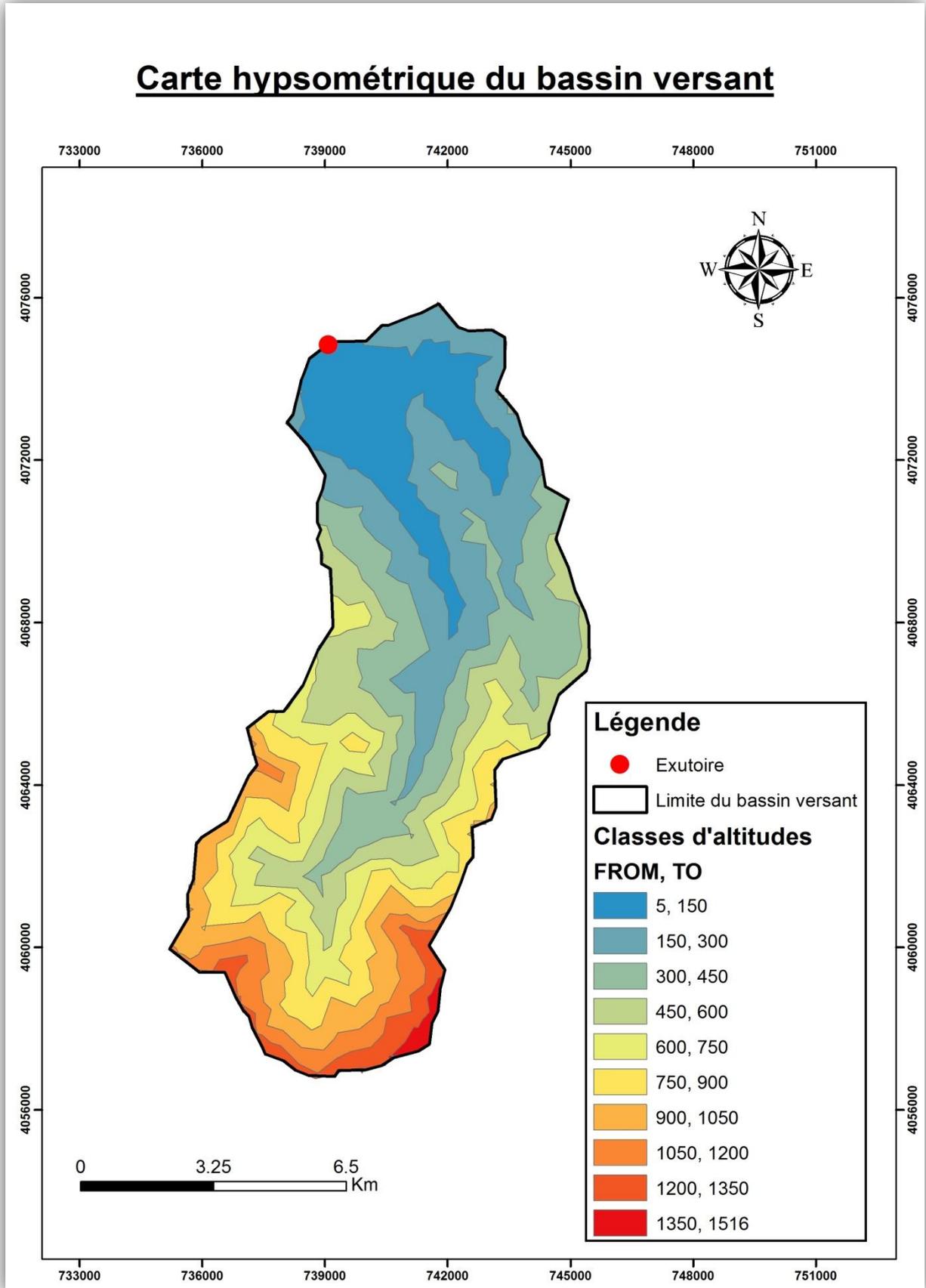


Figure III.04 Carte hypsométrique du bassin versant du barrage KISSIR

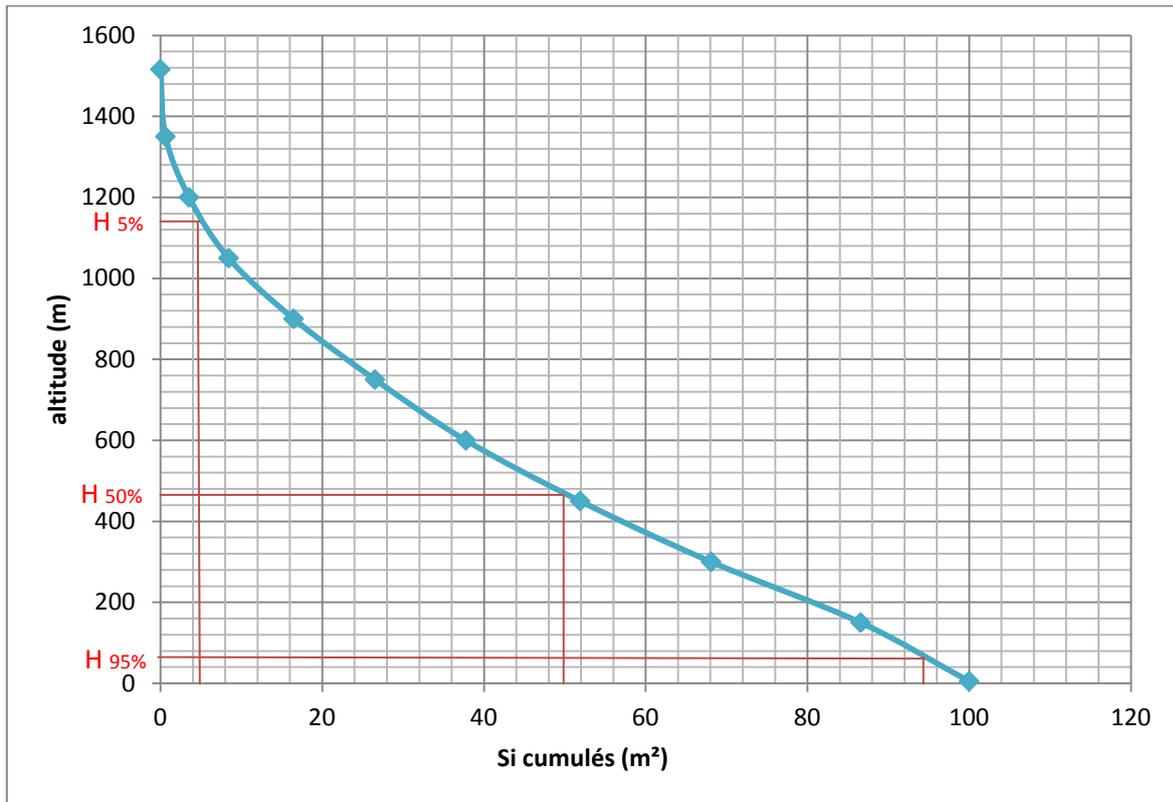


Figure III.05 Courbe hypsométrique du bassin versant du barrage KISSIR

III.3.1.2 Détermination des altitudes caractéristiques (H_{max} ; H_{min} ; $H_{50\%}$; $H_{95\%}$; $H_{5\%}$; H_{moy})

D'après la topographie et la courbe hypsométrique :

- L'altitude maximale H_{max} $H_{max} = 1516$ m
- L'altitude minimale H_{min} $H_{min} = 5$ m

D'après la courbe ci-dessous on peut déterminer :

- L'altitude médiane $H_{50\%}$ $H_{50\%} = 475$ m
- L'altitude à 95% de la surface $H_{95\%}$ $H_{95\%} = 55$ m
- L'altitude à 5% de la surface $H_{5\%}$ $H_{5\%} = 1150$ m
- L'altitude moyenne H_{moy} par la formule $H_{moy} = 455.6$ m

suivante

$$H_{moy} = \sum \frac{S_i H_i}{S} \dots\dots\dots (III.5)$$

III.3.1.3 Calcul des indices de pente :

III.3.1.3.1 Indice de pente global I_g

Cet indice représente la pente de 90% de la surface du bassin versant comprise entre les altitudes correspondantes aux (5 et 95)%. Les altitudes sont lues sur la courbe hypsométrique.

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

Avec

D : Dénivelé entre H_{5%} et H_{95%} (km)

L_r : Longueur du rectangle équivalent (km)

$$I_g = \frac{(1150 - 55)}{19.89} \rightarrow I_g = 55.05 \text{ m/km} \rightarrow$$

$$I_g = 5.505 \%$$

Tableau III.2 Classification du relief

R1	Relief très faible	I _g < 0,002	R4	Relief modéré	0,01 < I _g < 0,02
R2	Relief faible	0,002 < I _g < 0,005	R5	Relief assez fort	0,02 < I _g < 0,05
R3	Relief assez faible	< 0,005 < I _g < 0,01	R6	Relief fort	0,05 < I _g < 0,1

Source : TOUAIBIA, 2001

D’après le tableau ci-dessus et la valeur de la pente globale trouvée, le relief de notre bassin versant appartient à la classe R6 qui représente un relief fort.

III.3.1.3.2 Indice de pente de roche Ip

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L_r}} [\sum_{i=1}^n \sqrt{S_i(H_i - H_{i-1})}] \dots\dots\dots (III.7)$$

Avec :

L_r : Longueur du rectangle équivalent (m)

S_i : Surface partielle entre deux courbes de niveaux successives (%)

H_i H_{i-1} : côtes des courbes de niveaux consécutives (m)

$$I_p = 2.58$$

III.3.1.3.3 Indice de pente moyenne du bassin I_m

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

$$I_m = \frac{\Delta H(0.5L_1 + L_2 + L_3 + \dots + 0.5L_n)}{S} \dots\dots\dots (III.8)$$

$$\rightarrow I_m = \frac{100(0.5L_1 + L_2 + L_3 + \dots + 0.5L_n)}{163437472}$$

- ΔH : Dénivelé (m)
- L_i : Longueur de courbe de niveau d'ordre « i » (m)
- S : Surface du bassin versant (m²)

Tableau III.3 Longueurs des courbes de niveaux du bassin versant

H (m)	L (m)
100	25370.11
200	29824.14
300	31067.76
400	29501.34
500	31351.2
600	29476
700	26978.4
800	25295.38
900	21474.3
1000	18634.04
1100	12529.79
1200	11501.34
1300	4353.4
1400	1580.63
1500	332.96

$$I_m = 0,27$$

→ L'indice de pente moyenne est fort, ainsi on a un écoulement moyen.

III.3.1.4 Dénivelé spécifique D_s

Cet indice permet de donner une comparaison un peu plus poussée entre les bassins de point de vue relief.

$$D_s = I_g \sqrt{S} \dots\dots\dots (III.9)$$

$$D_s = 0.05505 \sqrt{106466567.74}$$

$$D_s = 568.02m$$

III.4 Caractéristiques hydrographique du bassin

III.4.1 Réseau hydrographique

III.4.1.1 Densité de drainage D_d

$$D_d = \frac{\sum L_i}{S} \dots\dots\dots (III.10)$$

$$D_d = \frac{299.27}{106.46656774}$$

$$D_d = 2.81km/km^2$$

→ La densité de drainage est faible, cela est expliqué par une faible répartition de chevelure hydrographique.

Avec

$\sum L_i$: Longueur de tous les talwegs (km)
S : Superficie du bassin versant (km²)

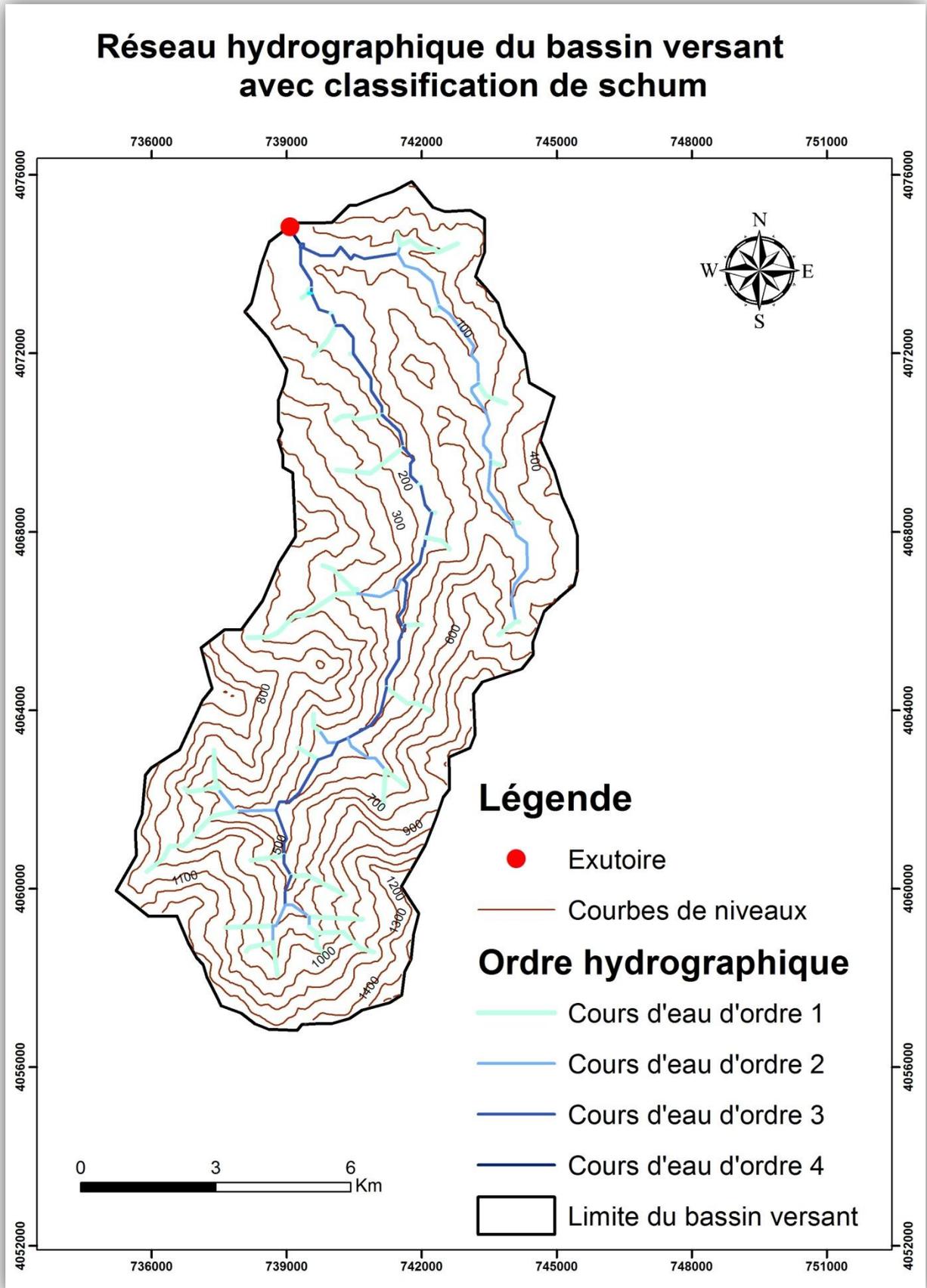


Figure III.06 réseau hydrographique avec classification de schum du bassin versant du barrage KISSIR

III.4.1.2 Densité du talweg élémentaire :

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

Avec :

- N₁ : Nombre de talwegs d'ordre 1
- S : Superficie du bassin versant en (km²)

$$F_1 = \frac{44}{106.46656774}$$

F₁ = 0.41

III.4.1.3 Coefficient de torrentialité :

Il est définit comme suit :

$$C_t = D_d \times F_1 \dots\dots\dots (III.12)$$

$$C_t = 2.81 \times 0.41$$

C_t = 1.1521 km⁻³

III.4.1.4 Temps de concentration

Le temps de concentration est défini comme étant le temps nécessaire que met la goutte d'eau la plus éloignée pour arriver à l'exutoire. Ce temps nous renseigne sur le mode de réaction du bassin versant en période de crue. Il peut être calculé par plusieurs formules :

III.4.1.4.1 Formule de Giandotti

$$T_c = \frac{4\sqrt{S}+1.5L}{0.8\sqrt{H_{moy}-H_{min}}} \dots\dots\dots (III.13)$$

Avec

- S : Surface du bassin versant en (km²)
- L : Longueur du cours d'eau principal en (km)
- H_{moy} : Altitude moyenne en (m)
- H_{min} : Altitude minimale en (m)

$$T_c = \frac{4\sqrt{106.46656774}+1.5 \times 19}{0.8\sqrt{455.6-5}}$$

T_c = 4.11h

III.4.1.4.2 Formule de Ventura :

$$T_c = 76.3 \frac{\sqrt{S}}{\sqrt{100I_{cp}}} \dots\dots\dots (III.14)$$

Avec

- S : Surface du bassin versant en (km²)
- I_{cp} : Pente du cours d'eau principal en (%)

$$T_c = 76,3 \frac{\sqrt{106.46656774}}{\sqrt{100 \times 6.03}}$$

$T_c = 32.06h$

III.4.1.4.3 Formule de California :

$$T_c = \left(\frac{0.87 \times L_{cp}^3}{H_{max} - H_{min}} \right)^{0.386} \dots\dots\dots (III.15)$$

Avec ;

- L_{cp} : Longueur du cours d'eau principal en (km)
- H_{max} : Altitude maximale du bassin versant en (m)
- H_{min} : Altitude minimale du bassin versant en (m)

$$T_c = \left(\frac{0.87 \times 19^3}{1516 - 5} \right)^{0.386}$$

$T_c = 499.17h$

III.4.1.4.4 Formule de Passini :

$$T_c = 64.8 \frac{\sqrt[3]{S \cdot L_{cp}}}{\sqrt{100 \cdot I_{cp}}} \dots\dots\dots (III.16)$$

Avec

- S : Surface du bassin versant en (km²)
- L_{cp} : Longueur du cours d'eau principal en (km)
- I_{cp} : Pente du cours d'eau principal en

$$T_c = 64.8 \frac{\sqrt[3]{106.46656774 \times 19}}{\sqrt{100 \times 6.03}}$$

$T_c = 6.83h$

Vu la superficie de notre bassin on écarte la valeur trouvée par la formule de California car elle est insignifiante, pour ce cas et on opte à prendre un temps de concentration égale à 4.11h trouvé par la formule de Giandotti.

III.4.1.5 Vitesse de ruissellement

$$V_r = \frac{L_{cp}}{T_c} \dots\dots\dots (III.17)$$

Avec,

L_{cp} : Longueur du cours d'eau principal en (km)
 T_c : Temps de concentration en (heure)

$$V_r = \frac{19}{4.11}$$

$$V_r = 4.62 \text{ km/h}$$

Tableau III.4 Récapitulatif des caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant

Désignation		Symbole	Unité	Valeur
Superficie		S	km ²	106.47
Périmètre		P	km	50.82
Longueur du talweg principal		L_{cp}	km	19
Indice de compacité		K_C	/	1,38
Coefficient d'allongement		K_P	/	0,24
Rectangle équivalent	Longueur	L_r	km	19.89
	Largeur	l_r		5.535
Altitudes	Maximale	H_{max}	m	1516
	Médiane	$H_{50\%}$		475
	Moyenne	H_{moy}		455.6
	Minimale	H_{min}		5
Indice de pente global		I_g	m/km	55.05
Indice de pente de roche		I_p	%	2,58
Indice de pente moyenne		I_m	%	0,27
Densité de drainage		D_d	km/km ²	2,81
Densité spécifique		D_s	m	568.02
Temps de concentration		T_C	h	4.11
Vitesse de ruissellement		V_r	km/h	4.62

III.5 CARRACTERISTIQUES CLIMATOLOGIQUES

Les conditions climatiques au niveau du bassin versant jouent un rôle capital dans le comportement hydrologique des cours d'eau, et donc le dimensionnement du barrage et des

ouvrages annexes. Entre les paramètres climatiques, on a analysé les distributions annuelles de la température, l'humidité relative de l'aire et la précipitation.

III.5.1 Températures

La température moyenne mensuelle est de 17.36°C. La température maximale est enregistrée au mois de d'aout (32.2°) et la température minimale au mois de janvier (2.2°).

Tableau III.04 Répartition mensuelle des températures

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Juil	Aout	Moyenne Annuel
Max(c°)	29.2	25	20	17	15	16	18.1	21.2	24.2	28.1	31.1	32.2	23.09
Min(c°)	19	15	11	4.1	2.2	3.1	4.2	11	14	17	19	20	11.63
Tmoy	24.1	20	15.5	10.6	8.6	9.55	11.2	16.1	19.1	22.6	25.1	26.1	17.36

Source : stucky E.N.H.YD

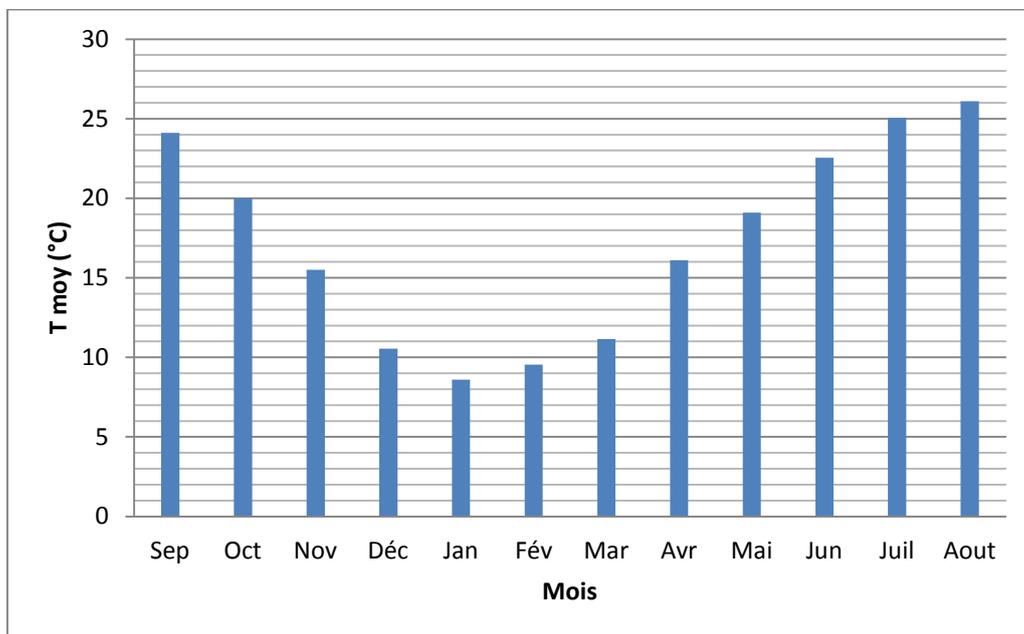


Figure III.07 Répartition mensuelle de la température.

III.5.2 Evaporation

Les données d'évaporation utilisées correspondent aux moyennes mensuelles observées dans le barrage d'erraguène.

La répartition mensuelle de l'évaporation montre une croissance régulière de janvier à juillet.

Tableau III.05 Répartition mensuelle de l'évaporation

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Juil	Aout	Moyenne Annuel
E(mm)	126	77	58	48	44	56	64	70	98	130	170	168	1109

Source : Stucky E.N.H.Y.D

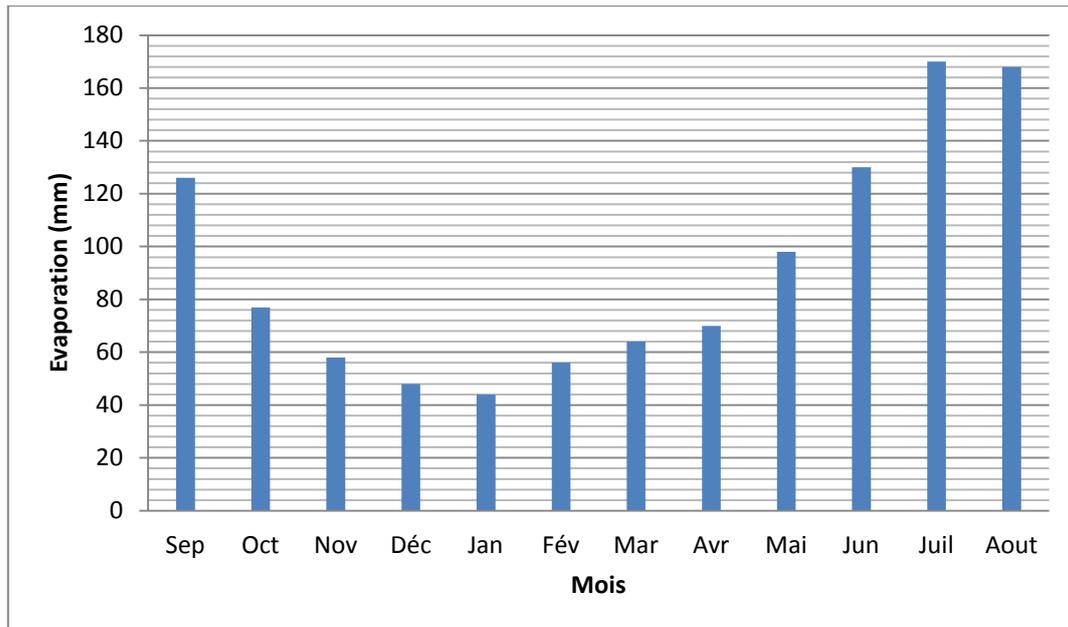


Figure III.08 Répartition mensuelle d'évaporation (Source : A.N.R.H).

III.5.3 Pluviométrie

Une station représentative du régime pluviométrique du bassin est celle de JIJEL SECTEUR (030301). Les précipitations totales mensuelles sont enregistrées pendant la période du septembre 1968 au mois d'aout 2011, Dont ses caractéristiques sont les suivants :

Tableau III.6 Station pluviométrique

Station	Code	Source	Coordonnée			Année De service	N (ans)
			X (Km)	Y (Km)	Z (m)		
JIJEL SECTEUR	030301	A.N.R.H	774.1	396.15	5	1968-2011	44

Source : A.N.R.H

III.5.3.1 Répartition de la pluie moyenne dans le bassin :

Tableau III.7 Répartition des pluies moyennes mensuelles

Mois	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars.	Avr.	Mai.	Juin.	Juil.	Août.	Total
P _m (mm)	81.87	123.46	176.74	214.84	158.13	138.88	122.09	105.44	61.07	19.45	4.97	15.35	1222.28
Pluie (%)	6.70	10.10	14.46	17.58	12.94	11.36	9.99	8.63	5.00	1.59	0.41	1.26	100.00

Source : ANRH

Notons une pointe au mois de décembre estimé à 214.84 mm, et un minimum au mois de juillet avec une précipitation de 4.97 mm, et une moyenne mensuelle de 101,86 mm. La répartition mensuelle des précipitations est présentée dans la figure ci-dessous :

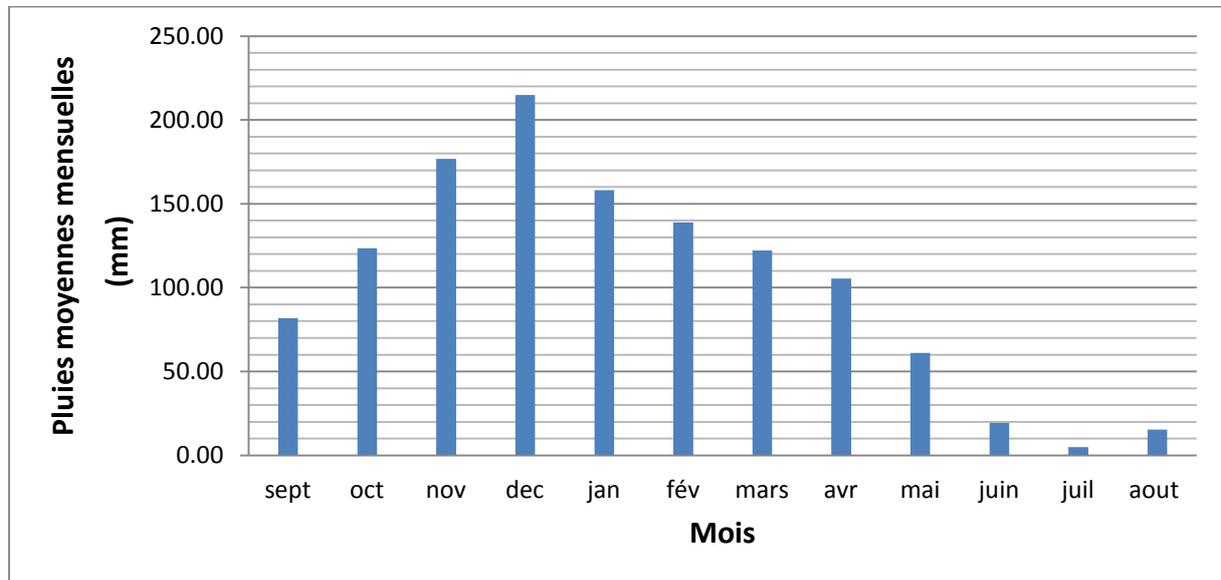


Figure III.09 Répartition mensuelle des précipitations

III.5.3.2 Précipitations maximales journalières :

Une station représentative du régime pluviométrique maximal journalier pouvant se produire dans la zone la plus proche du bassin est celle de JIJEL SECTEUR (030301) (Annexe 1). Les précipitations totales mensuelles sont enregistrées pendant la période du septembre 1968 au mois d'aout 2011

III.5.3.2.1 Estimation des pluies journalières maximales

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

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

Tableau III.8 Pluies maximales journalières de la station de JIJEL SECTEUR

ANNEE	Pj max	ANNEE	Pj max
1968	57.8	1990	99.5
1969	181	1991	88.7
1970	48.2	1992	62.7

1971	73	1993	64.2
1972	68	1994	68.7
1973	90.8	1995	72.3
1974	49.2	1996	61.5
1975	58.2	1997	60
1976	34.6	1998	53.2
1977	41.6	1999	52.4
1978	108.6	2000	69
1979	53.4	2001	60.1
1980	111.4	2002	85
1981	54.6	2003	42
1982	149.4	2004	87.5
1983	68	2005	80.5
1984	42.5	2006	131
1985	55.6	2007	61
1986	52.5	2008	67.9
1987	46.5	2009	58
1988	71.3	2010	78.2
1989	49.4	2011	105.1

Source : ANRH

	Caractéristiques de la population	Caractéristiques de l'échantillon
Nombre de données [n] :		44
Minimum :	Aucun	34.6
Maximum :	Aucun	181
Moyenne :	72.1	72.1
Écart-type :	29.3	29.3
Médiane :	67.3	63.5
Coefficient de variation [Cv] :	0.406	0.406
Coefficient d'asymétrie [Cs] :	1.14	1.83
Coefficient d'aplatissement [Ck] :	2.40	6.19

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

III.5.3.2.2 Test d'homogénéité

Pour vérifier l'homogénéité de la série pluviométrique on procède au Test de Wilcoxon. On divise la série complète en deux sous séries X et Y tel que:

N1 et N2 représentant respectivement les tailles de ces deux sous séries considérant généralement N2 > N1.

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

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

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

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

$$W_{\min} = \frac{(N_1 + N_2 + 1)N_1 - 1}{N_1 + N_2 + 1} - U_{1-\alpha/2} \sqrt{\frac{N_1 N_2 (N_1 + N_2 + 1)}{(N_1 + N_2 + 1)N_1 - 1}} \dots\dots\dots (III.18)$$

$$W_{\max} = \frac{(N_1 + N_2 + 1)N_1 - 1}{N_1 + N_2 + 1} + U_{1-\alpha/2} \sqrt{\frac{N_1 N_2 (N_1 + N_2 + 1)}{(N_1 + N_2 + 1)N_1 - 1}} \dots\dots\dots (III.19)$$

Tableau III.10 Test de Wilcoxon

X	Y	Ordre croissant	origine	rang
57.8	46.5	34.6	X	1
181	71.3	41.6	X	2
48.2	49.4	42	Y	0
73	99.5	42.5	X	4
68	88.7	46.5	Y	0
90.8	62.7	48.2	X	6
49.2	64.2	49.2	X	7
58.2	68.7	49.4	Y	0
34.6	72.3	52.4	y	0
41.6	61.5	52.5	y	0
108.6	60	53.2	y	0
53.4	53.2	53.4	X	12
111.4	52.4	54.6	X	13
54.6	69	55.6	X	14
149.4	60.1	57.8	X	15
68	85	58	Y	0
42.5	42	58.2	X	17
55.6	87.5	60	Y	0
52.5	80.5	60.1	Y	0
	131	61	Y	0
	61	61.5	Y	0
	67.9	62.7	Y	0
	58	64.2	Y	0
	78.2	67.9	Y	0
	105.1	68	X	25
		68	X	26
		68.7	Y	0
		69	Y	0

71.3	Y	0
72.3	Y	0
73	X	31
78.2	Y	0
80.5	Y	0
85	Y	0
87.5	Y	0
88.7	Y	0
90.8	X	37
99.5	Y	0
105.1	Y	0
108.6	X	40
111.4	X	41
131	Y	0
149.4	X	43
181	X	44

$N_1=19$; et $N_2 =25$

A.N : $W_x = 378$; $W_{min}= 322.28$; $W_{max}= 532.72$

$W_{min}<W_x<W_{max} \rightarrow$ L'hypothèse d'homogénéité est vérifiée \rightarrow La série est homogène

III.5.3.2.3 Choix de la loi d'ajustement

Les lois d'ajustement choisies sont :

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

a). Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL

L'ajustement des pluies maximales journalières sera effectué à l'aide du logiciel « HYFRAN », comme le montre la (figure III.11).

Tableau III.11 Résultat de l'ajustement à la loi de GUMBEL

Période de retour (ans)	Probabilité de fréquence q	Pluie max jour en (mm)	Ecart type	Intervalle de confiance
10000	0.9999	269	33.8	203-336
2000	0.9995	233	28	178-288
1000	0.9990	217	25.5	167-267
200	0.9950	180	19.8	141-219
100	0.9900	164	17.3	130-198
50	0.9800	148	14.9	119-177
20	0.9500	127	11.7	104-150
10	0.9000	110	9.23	92.3-128
5	0.8000	93.2	6.83	79.8-107

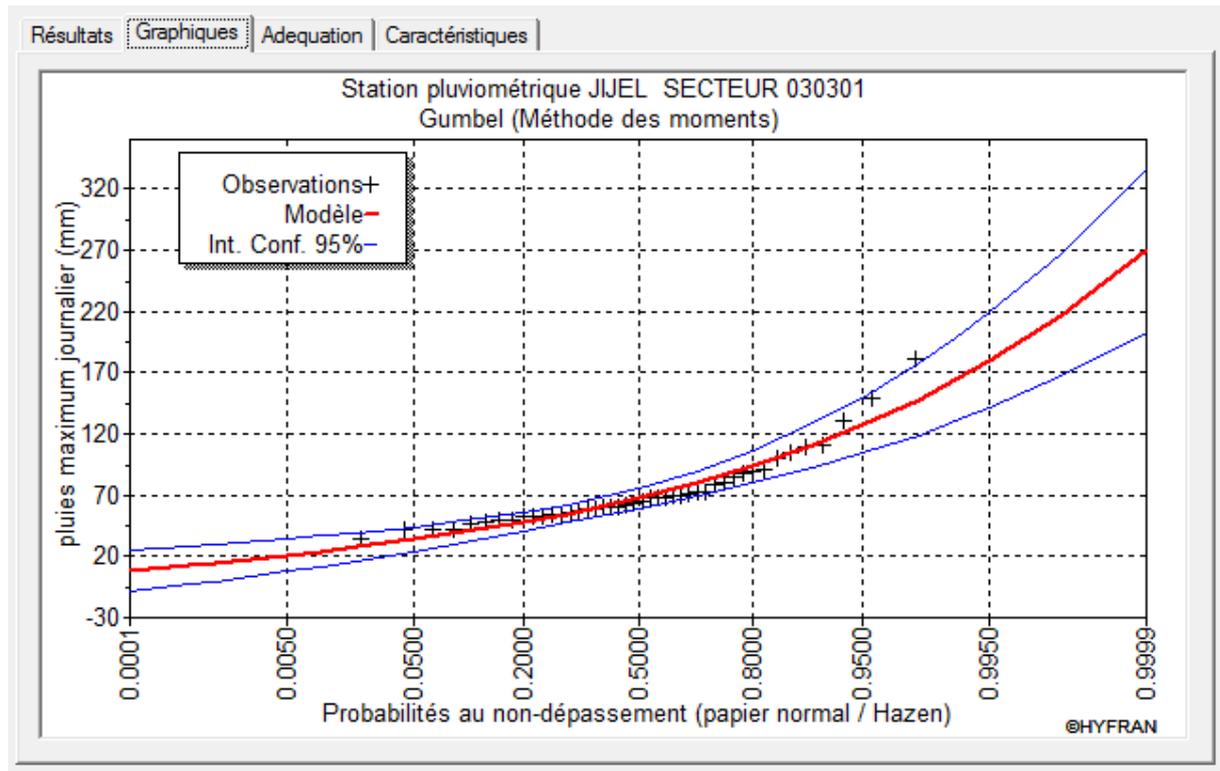


Figure III.11 Représentation graphique de la loi de GUMBEL

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

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

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

Période de retour (ans)	Probabilité de fréquence q	Pluie max jour en (mm)	Ecart type	Intervalle de confiance
10000	0.9999	247	37	175-320
2000	0.9995	213	28.7	15-269
1000	0.9990	199	25.4	149-248
200	0.9950	166	18.3	130-202
100	0.9900	152	15.5	122-183
50	0.9800	138	12.9	113-164
20	0.9500	120	9.75	101-139
10	0.9000	106	7.54	91-121
5	0.8000	90.7	5.57	79.8-102

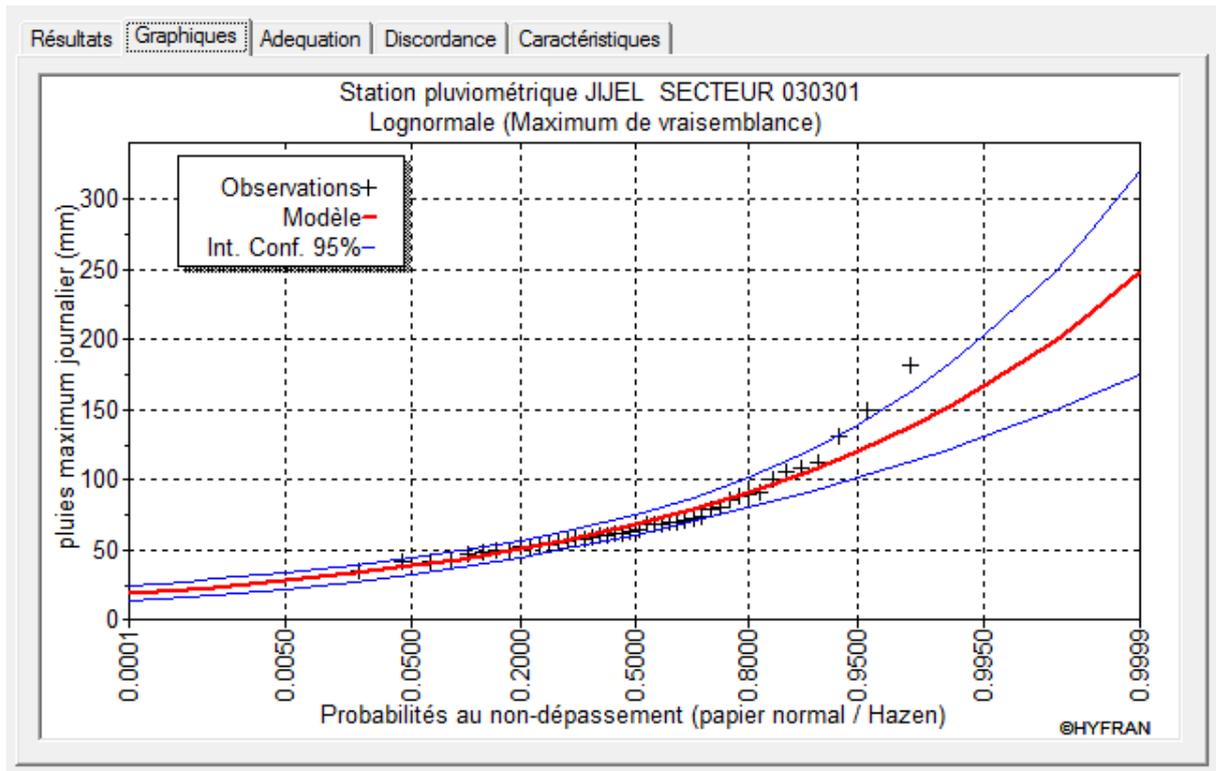


Figure III.12 Représentation graphique de la loi de GALTON

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

III.5.3.2.4 Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités

$$P_{cr} = P_{j,max} \left(\frac{t}{24} \right)^b \dots\dots\dots(III.20)$$

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

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

T: Temps en heures.

b : Exposant climatique (donnée) $b = 0,5$

$$I_0 = \left(\frac{P_{max}}{24} \right) \times \left(\frac{t}{24} \right)^{b-1} \dots\dots\dots(III.21)$$

I_0 : Pluie de courte durée (mm/h)

Tableau III.13 Précipitations maximales journalières pour chaque fréquence

Période	10000	1000	100	50	20	10	5
Fréquence (%)	0,01	0,1	1	2	5	10	20
$P_{maxj p(\%)}$	269	217	164	148	127	110	93.2

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

Tableau III.14 Les précipitations et les intensités pour les différentes fréquences

période de retour	5.00		10.00		20.00		50.00		100.00		1000.00		10000.00	
Fréquence	20.00		10.00		5.00		2.00		1.00		0.10		0.01	
Pmax j (mm)	93.20		110.00		127.00		148.00		164.00		217.00		269.00	
Temps (h)	P(mm)	I (mm/h)	P (mm)	I (mm/h)	P (mm)	I (mm/h)	P (mm)	I (mm/h)	P (mm)	I (mm/h)	P (mm)	I (mm/h)	P (mm)	I (mm/h)
0.5	13.45	26.90	15.88	31.75	18.33	36.66	21.36	42.72	23.67	47.34	31.32	62.64	38.83	77.65
1	19.02	19.02	22.45	22.45	25.92	25.92	30.21	30.21	33.48	33.48	44.29	44.29	54.91	54.91
1.5	23.30	15.53	27.50	18.33	31.75	21.17	37.00	24.67	41.00	27.33	54.25	36.17	67.25	44.83
2	26.90	13.45	31.75	15.88	36.66	18.33	42.72	21.36	47.34	23.67	62.64	31.32	77.65	38.83
2.5	30.08	12.03	35.50	14.20	40.99	16.40	47.77	19.11	52.93	21.17	70.04	28.01	86.82	34.73
3	32.95	10.98	38.89	12.96	44.90	14.97	52.33	17.44	57.98	19.33	76.72	25.57	95.11	31.70
3.5	35.59	10.17	42.01	12.00	48.50	13.86	56.52	16.15	62.63	17.89	82.87	23.68	102.73	29.35
4	38.05	9.51	44.91	11.23	51.85	12.96	60.42	15.11	66.95	16.74	88.59	22.15	109.82	27.45
4.11	38.57	9.38	45.52	11.08	52.56	12.79	61.25	14.90	67.87	16.51	89.80	21.85	111.32	27.08
4.5	40.36	8.97	47.63	10.58	54.99	12.22	64.09	14.24	71.01	15.78	93.96	20.88	116.48	25.88
5	42.54	8.51	50.21	10.04	57.97	11.59	67.55	13.51	74.86	14.97	99.05	19.81	122.78	24.56
5.5	44.62	8.11	52.66	9.57	60.80	11.05	70.85	12.88	78.51	14.27	103.88	18.89	128.77	23.41
6	46.60	7.77	55.00	9.17	63.50	10.58	74.00	12.33	82.00	13.67	108.50	18.08	134.50	22.42
6.5	48.50	7.46	57.25	8.81	66.09	10.17	77.02	11.85	85.35	13.13	112.93	17.37	139.99	21.54
7	50.33	7.19	59.41	8.49	68.59	9.80	79.93	11.42	88.57	12.65	117.19	16.74	145.28	20.75
7.5	52.10	6.95	61.49	8.20	71.00	9.47	82.73	11.03	91.68	12.22	121.31	16.17	150.38	20.05
8	53.81	6.73	63.51	7.94	73.32	9.17	85.45	10.68	94.69	11.84	125.29	15.66	155.31	19.41
8.5	55.47	6.53	65.46	7.70	75.58	8.89	88.08	10.36	97.60	11.48	129.14	15.19	160.09	18.83
9	57.07	6.34	67.36	7.48	77.77	8.64	90.63	10.07	100.43	11.16	132.88	14.76	164.73	18.30
9.5	58.64	6.17	69.21	7.28	79.90	8.41	93.11	9.80	103.18	10.86	136.53	14.37	169.24	17.81
10	60.16	6.02	71.00	7.10	81.98	8.20	95.53	9.55	105.86	10.59	140.07	14.01	173.64	17.36
10.5	61.65	5.87	72.76	6.93	84.00	8.00	97.89	9.32	108.48	10.33	143.53	13.67	177.93	16.95
11	63.10	5.74	74.47	6.77	85.98	7.82	100.20	9.11	111.03	10.09	146.91	13.36	182.11	16.56

11.5	64.51	5.61	76.14	6.62	87.91	7.64	102.45	8.91	113.52	9.87	150.21	13.06	186.21	16.19
12	65.90	5.49	77.78	6.48	89.80	7.48	104.65	8.72	115.97	9.66	153.44	12.79	190.21	15.85
12.5	67.26	5.38	79.39	6.35	91.65	7.33	106.81	8.54	118.36	9.47	156.61	12.53	194.13	15.53
13	68.59	5.28	80.96	6.23	93.47	7.19	108.93	8.38	120.70	9.28	159.71	12.29	197.98	15.23
13.5	69.90	5.18	82.50	6.11	95.25	7.06	111.00	8.22	123.00	9.11	162.75	12.06	201.75	14.94
14	71.18	5.08	84.01	6.00	97.00	6.93	113.04	8.07	125.26	8.95	165.74	11.84	205.45	14.68
14.5	72.44	5.00	85.50	5.90	98.71	6.81	115.04	7.93	127.47	8.79	168.67	11.63	209.09	14.42
15	73.68	4.91	86.96	5.80	100.40	6.69	117.00	7.80	129.65	8.64	171.55	11.44	212.66	14.18
15.5	74.90	4.83	88.40	5.70	102.06	6.58	118.94	7.67	131.80	8.50	174.39	11.25	216.18	13.95
16	76.10	4.76	89.81	5.61	103.70	6.48	120.84	7.55	133.91	8.37	177.18	11.07	219.64	13.73
16.5	77.28	4.68	91.21	5.53	105.30	6.38	122.72	7.44	135.98	8.24	179.93	10.90	223.04	13.52
17	78.44	4.61	92.58	5.45	106.89	6.29	124.56	7.33	138.03	8.12	182.63	10.74	226.40	13.32
17.5	79.58	4.55	93.93	5.37	108.45	6.20	126.38	7.22	140.04	8.00	185.30	10.59	229.70	13.13
18	80.71	4.48	95.26	5.29	109.99	6.11	128.17	7.12	142.03	7.89	187.93	10.44	232.96	12.94
18.5	81.83	4.42	96.58	5.22	111.50	6.03	129.94	7.02	143.99	7.78	190.52	10.30	236.17	12.77
19	82.93	4.36	97.87	5.15	113.00	5.95	131.68	6.93	145.92	7.68	193.08	10.16	239.34	12.60
19.5	84.01	4.31	99.15	5.08	114.48	5.87	133.41	6.84	147.83	7.58	195.60	10.03	242.47	12.43
20	85.08	4.25	100.42	5.02	115.93	5.80	135.10	6.76	149.71	7.49	198.09	9.90	245.56	12.28
20.5	86.14	4.20	101.66	4.96	117.37	5.73	136.78	6.67	151.57	7.39	200.55	9.78	248.61	12.13
21	87.18	4.15	102.90	4.90	118.80	5.66	138.44	6.59	153.41	7.31	202.98	9.67	251.63	11.98
21.5	88.21	4.10	104.11	4.84	120.20	5.59	140.08	6.52	155.22	7.22	205.39	9.55	254.60	11.84
22	89.23	4.06	105.32	4.79	121.59	5.53	141.70	6.44	157.02	7.14	207.76	9.44	257.55	11.71
22.5	90.24	4.01	106.51	4.73	122.97	5.47	143.30	6.37	158.79	7.06	210.11	9.34	260.46	11.58
23	91.24	3.97	107.68	4.68	124.33	5.41	144.88	6.30	160.55	6.98	212.43	9.24	263.34	11.45
23.5	92.22	3.92	108.85	4.63	125.67	5.35	146.45	6.23	162.28	6.91	214.73	9.14	266.18	11.33
24	93.20	3.88	110.00	4.58	127.00	5.29	148.00	6.17	164.00	6.83	217.00	9.04	269.00	11.21

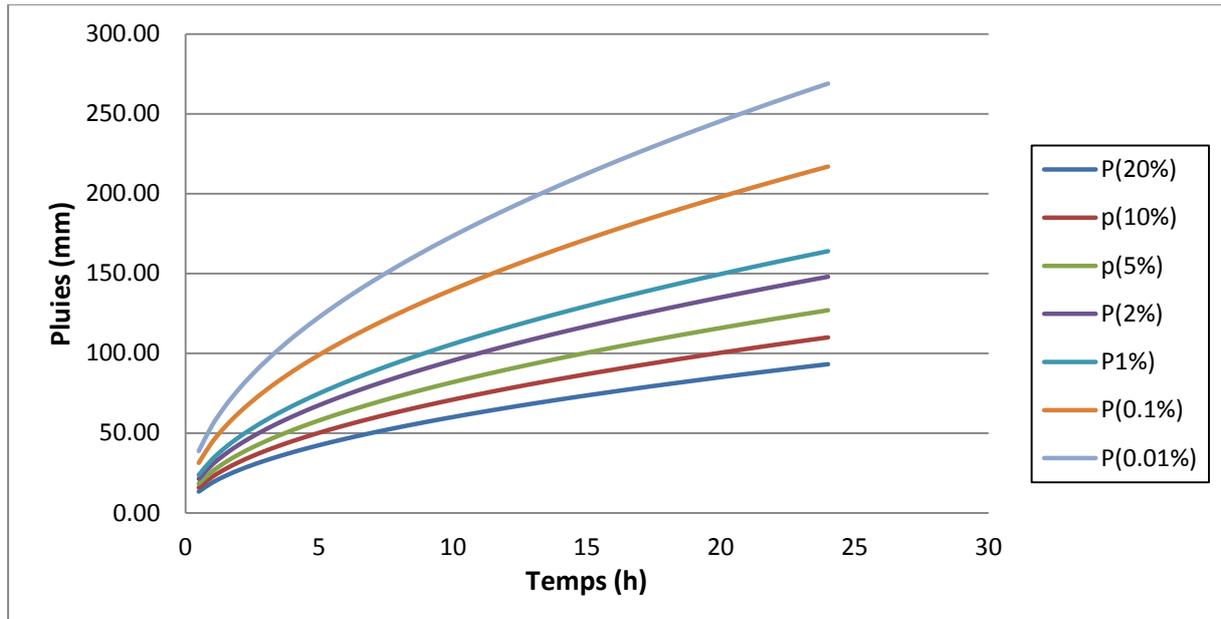


Figure III.13 pluies de courte durée

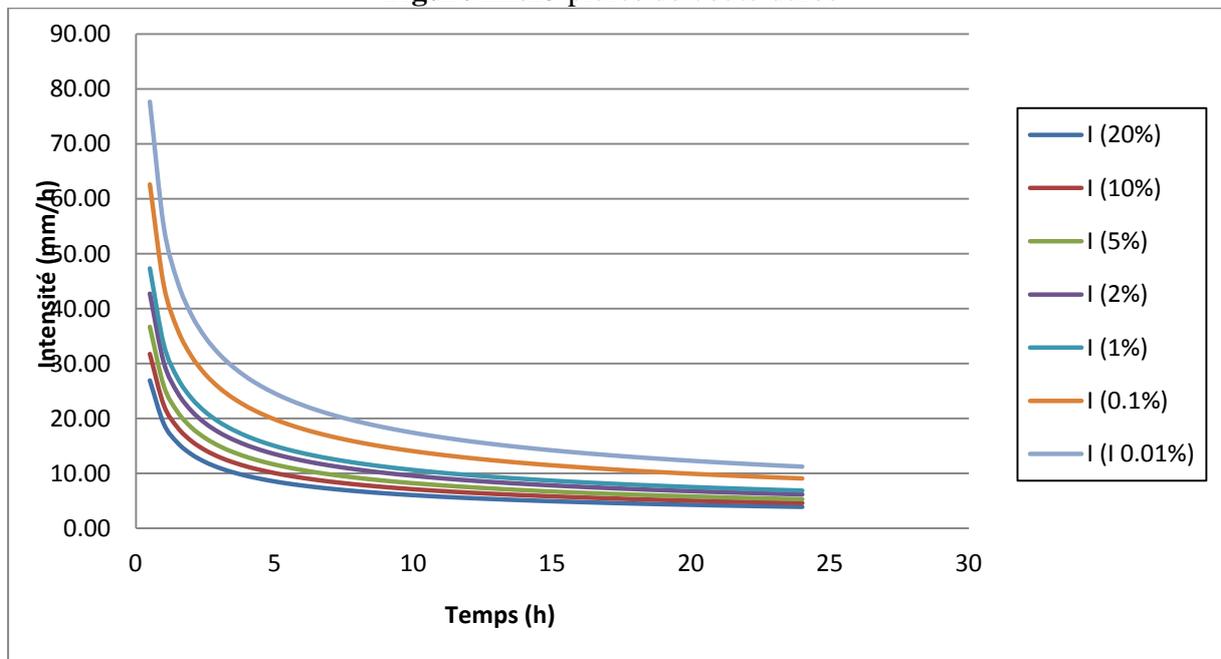


Figure III.14 Intensité - durée - fréquence

III.5.4 Etudes des apports

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

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

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

III.5.4.1 En utilisant les formules empiriques

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

a. Formule de l'ANRH

$$A_0 = 0,915 \cdot P_{\text{moy}}^{2,684} \cdot S^{0,842} \dots\dots\dots (III.22)$$

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

S: Superficie du bassin versant (Km²).

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

$$A_0 = 0,915 \cdot 1,22228^{2,684} \cdot 106,47^{0,842}$$

$$A_0 = 79,86 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

b. Formule de SAMIE

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

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

S : Surface du bassin versant en (km²) ;

L_e : Lamme d'eau écoulée en (mm).

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

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

$$L_e = 1,22228^2 (293 - 2,2\sqrt{106,47}) = 403,81 \text{ mm}$$

$$A_0 = 403,81 \cdot 106,47$$

$$A_0 = 42,99 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

c. Formule de MEDINGUER

$$A_0 = L_e \cdot S$$

$$\text{Et : } L_e = 1024(P_{\text{moy}} - 0,26)^2 \dots\dots\dots (III.23)$$

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

S : Surface du bassin versant en [km²] ;

L_e : Lamme d'eau écoulée en (mm).

A.N: $L_e = 1024(1,223 - 0,26)^2 = 949,63 \text{ mm}$

$$A_0 = L_e \cdot S = 0,949 \cdot 60,56 = 57,51 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

$$L_e = 1024(1,22228 - 0,26)^2 = 948,21 \text{ mm}$$

$$A_0 = 100,96 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

d. Formule de TURC

$$A_0 = L_e \cdot S$$

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

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

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

$$D = \left[\frac{P_{\text{moy}}}{0,9 + \left(\frac{P_{\text{moy}}}{L}\right)^2} \right] \dots\dots\dots (III.24)$$

L : Variable théorique tel que :

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

T_{moy} : température moyenne annuelle = 17,36°

A.N :

L = 995.59

D = 507.75mm

Le = 714.53 mm

$$A_0 = 76.076 \text{ } 10^6 \text{ m}^3$$

Tableau III.15 Récapitulatif de calcul des Apports moyen interannuel

Formule	A ₀ (M m ³)
ANRH	79.86
SAMIE	42.99
MEDINGUER	100.96
TURC	76.076

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

III.5.4.2 En appliquant l’analogie avec un bassin voisin

Il n’a pas été possible d’obtenir des informations sur n’importe quelle station fluviométrique ou pluviométrique du bassin hydrographique de KISSIR, on a utilisé les informations fluviométriques de la station d’oued missa (03.04.08) (Tableau 1, Annexe 2). Qui se situe sur l’oued DJENDJEN, dont le bassin se trouve à la limite de celui de l’oued KISSIR

L’apport moyen annuel de la station est de : **172.86 Mm³**

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

Mois	sept	oct.	nov.	déc.	janv.	fév.	mars	avril	mai	juin	juill.	aout	annuel
Apport (Mm³)	1.62	6.16	9.80	27.69	27.10	31.95	38.59	19.42	6.40	1.95	1.21	0.97	172.86
Apport (%)	0.94	3.56	5.67	16.02	15.68	18.48	22.32	11.24	3.70	1.13	0.70	0.56	100.00

Source : Mémoire de fin d’étude BADACHE Ridha

$$A_{\text{site}} = \frac{S_{\text{bv}}^{\text{site}}}{S_{\text{bv}}^{\text{station}}} \times A_{\text{station}} \dots\dots\dots (III.26)$$

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

A_{st} : Apport moyen annuel de la station d’oued missa 030408.

S_{bv}^{site} : Surface du bassin versant du site qui est de 106.47Km²

S_{bv}^{station} : Surface du bassin versant où se trouve la station qui est de 316 Km²

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

Mois	sept	oct.	nov.	déc.	janv.	fév.	mars	avril	mai	juin	juill.	aout	annuel
Apport	0.55	2.07	3.30	9.33	9.13	10.76	13.00	6.54	2.16	0.66	0.41	0.33	58.24

(Mm ³)													
Apport (%)	0.94	3.56	5.67	16.02	15.68	18.48	22.32	11.24	3.70	1.13	0.70	0.56	100.00

L'apport moyen annuel du site est de : **58.24 Mm³**

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

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

$$A_0 = 58.24 \text{ Mm}^3$$

III.5.4.2.1 Caractéristiques de l'écoulement

A) -Module de l'écoulement

$$Me = A_0 / T \dots\dots\dots (III.27)$$

A₀ : Apport moyen annuel (l).

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

Me= 1846.78 l/s

B) -Module de l'écoulement relatif

$$M_0 = Me / S \dots\dots\dots (III.28)$$

Me: Module de l'écoulement (l/s);

S : Superficie du bassin (Km²).

M0= 17.3 l/s/Km²

C) -Lame d'eau écoulée

$$L_e = A_0/S \dots\dots\dots (III.29)$$

Le= 961.69 mm

D) -Coefficient de l'écoulement

$$Ce = Le / P_{moy} \dots\dots\dots (III.30)$$

Ce= 0.79

E) -Coefficient de variation

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

E .1) -Formule de SOKOLOVSKY

On a :

$$Cv = a - 0,063 \log_{10} (S + 1) \dots\dots\dots (III.31)$$

Avec :

$$a = 0,78 - 0,29 \log_{10} (M_0) \dots\dots\dots (III.32)$$

M₀: Module de l'écoulement relatif (l/s/km²).

A.N : →

$$A=0.78-0.29*\log_{10}(17.3)$$

$$A=0.423$$

A.N. : →

$$Cv=0.423-(0.063 \log(106.47+1))=0.295$$

$$Cv= 0.295$$

E .2) -Formule de L'ANTONOV

$$C_v = \frac{0.7}{(S + 1000)^{0.097}} \dots\dots\dots (III.33)$$

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

A.N :

$$Cv=\frac{0.7}{(106.47+1000)^{0.097}}$$

$$Cv= 0.355$$

E .3) -Formule de KRISTEKLY MENKEL

$$Cv = \frac{0,83}{(S^{0,06} \cdot M_0^{0,27})} \dots\dots\dots (III.34)$$

Avec :

M₀ : module de l'écoulement relatif [l/s/km²].

S : Superficie du bassin en [km²].

A.N :

$$Cv=\frac{0.83}{106.47^{0.06} * 17.3^{0.27}}$$

$$Cv= 0.29$$

E .4) -Formule Algérienne de PADOUN

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

$$Cv=0.93 K / M_0^{0.23} \dots\dots\dots (III.35)$$

Avec :

K : coefficient de réduction on prend K=0.66

M₀ : module spécifique du bassin versant en (l/s/km²).

AN :

$$Cv= 0.319$$

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

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

Formule	C _v
SOKOLOVSKY	0.295
L'ANTONOV	0.355
KRISTEKLY MENKEL	0.29
Formule algérienne de N, PADOUN	0.319

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

Cv= 0.359

III.5.4.3 Irrégularité des apports

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

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

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

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

$$A_{80\% \text{ site}} = \frac{S_{bv}^{site}}{S_{bv}^{station}} \times A_{80\% \text{ station}} \dots\dots\dots (III.36)$$

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

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

Période de retour (ans)	Probabilité de fréquence (q)	A_{p%} (Mm³)	Ecart type	Intervalle de confiance
10000.0	0.9999	1170	414	355 - 1980
2000.0	0.9995	922	294	345 - 1500
1000.0	0.9990	825	250	335 - 1310
200.0	0.9950	621	162	303 - 940
100.0	0.9900	542	131	285 - 798
50.0	0.9800	466	103	264 - 668
20.0	0.9500	372	71.4	232 - 512
10.0	0.9000	304	51.2	204 - 405
5.0	0.8000	239	34.5	171 - 306

D'après la loi d'analogie on a : **A_{80%}=239 Mm³**

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

A_{80%}=239 Mm³

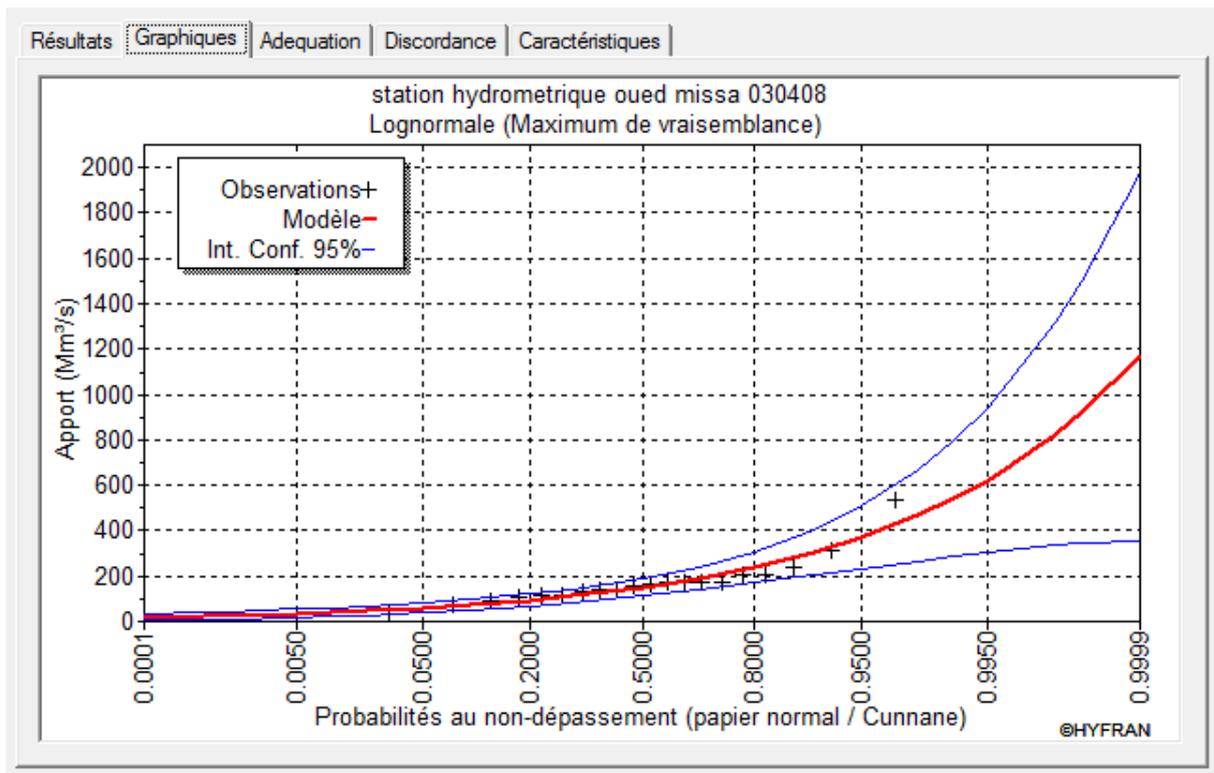


Figure III.15 Représentation graphique de la loi normale (série des apports du site)

III.5.4.4 Répartition de l'apport annuel estimé à une probabilité de 80%

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

Tableau III.20 Répartition mensuelle de l'apport annuel de fréquence 80%.

Mois	sept	oct.	nov.	déc.	janv.	fév.	mars	avril	mai	juin	juill.	aout	annuel
Apport 80% (Mm ³)	2.24	8.51	13.55	38.29	37.47	44.18	53.36	26.86	8.84	2.70	1.67	1.34	239.00
Apport (%)	0.94	3.56	5.67	16.02	15.68	18.48	22.32	11.24	3.70	1.13	0.70	0.56	100.00

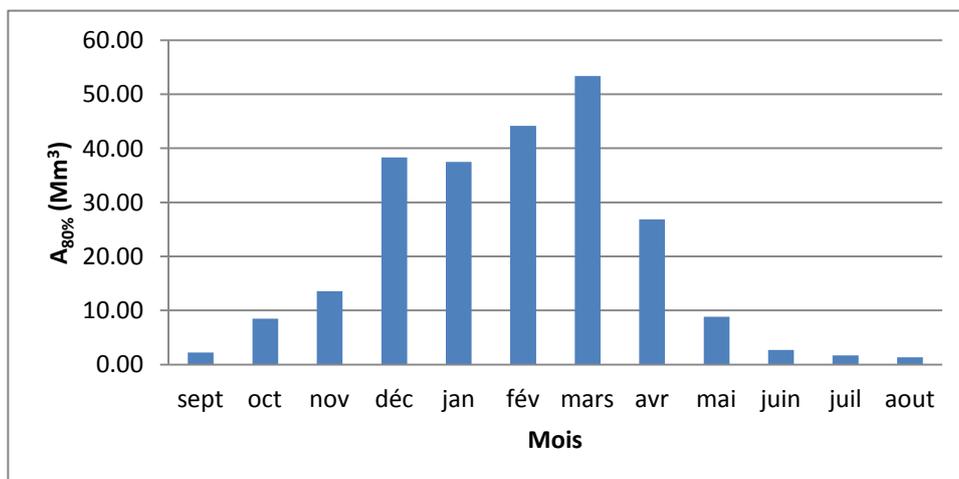


Figure III.16 Répartition mensuelle des apports 80% de site de barrage

III.6 Etudes des crues

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

L'estimation des crues révèle une grande importance pour la sécurité de l'ouvrage à construire. Les paramètres définissant une crue sont :

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

La construction des hydrogrammes de crues passe d'abord par l'estimation des débits maximums fréquents :

III.6.1.1 Détermination des débits maximums fréquents

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

III.6.1.1.1 Formules empiriques

a. Formule de Mallet-Gauthier

$$Q_{\max,p\%} = \frac{2 \cdot K \cdot \log(1 + A \cdot P_{\text{moy}}) \cdot S \cdot \sqrt{1 + 4 \log T - \log S}}{\sqrt{L}} \dots\dots\dots (III.37)$$

Avec :

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

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

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

L : Longueur du talweg principal (Km).

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

T : Période de retour (an).

b. Formule de Possenti

$$Q_{\max,p\%} = \frac{\mu \cdot P_{\max,p\%} \cdot S}{L} \dots\dots\dots (III.38)$$

Avec :

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

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

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

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

c. Formule de Turazza

$$Q_{\max,p\%} = \frac{C \cdot I_{tc} \cdot S}{3.6} \dots\dots\dots (III.39)$$

Avec :

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

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

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

d. Formule de Sokolovsky

$$Q_{max,\%} = \frac{0.28(P_{tc} - H_0)\alpha.F.S}{T_c} \dots\dots\dots (III.40)$$

Avec :

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

S : Superficie du bassin (Km²).

Tc: Temps de concentration (heures).

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

F : Coefficient de forme de la crue ;

$$\left[F = \frac{12}{4 + 3\gamma} \right] \dots\dots\dots (III.41)$$

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

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

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

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

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

$$\alpha_p = \frac{\sqrt{X_p} - \sqrt{H_0}}{\sqrt{X_p} + \sqrt{H_0}} \dots\dots\dots (III.42)$$

Avec :

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

H_0 : perte d'eau initiale.

e. Formule de Giandotti

$$Q_{max,\%} = \frac{C.S.h_{tc,p\%}\sqrt{h_{moy} - h_{min}}}{4\sqrt{S+1.5L}} \dots\dots\dots (III.43)$$

Avec :

S : Superficie du bassin versant (Km²).

L : Longueur du talweg principal (Km).

h_{moy} : Altitude moyenne (m).

h_{min} : Altitude minimale (m).

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

C : Coefficient topographique variant entre 66 et 176. On prend $C = 150$.

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

Tableau III.21 Récapitulatif des débits maxima de crue

Période de retour (ans)	5	10	20	50	100	1000	10000
Formule de MALLET-GAUTHIER	241.50	313.10	386.47	436.16	479.52	601.54	702.67
Formule de SOKOLOVSKY	103.23	136.63	172.20	218.02	254.09	379.03	507.66

Formule de POSSENTI	381.19	445.49	506.82	579.98	638.83	836.35	1038.08
Formule de Giandotti	187.40	221.17	255.37	297.60	327.33	436.31	540.87
Formule de Turazza	219.17	258.89	298.83	348.13	385.74	510.51	632.70
Moyenne (m³/s)	226.498	275.056	323.938	375.978	417.102	552.748	684.396

Méthode GRADEX

La méthode du gradex est une approche hydro pluviométrique probabiliste du calcul des débits de crues extrêmes d'une rivière pour des périodes de retour allant de 100 à 10000 ans, elle est développée par Guillot et Duband (1967). Publié par : (CIGB, 1994), (MEDDI & BELHADJ, 2010)

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

La méthode est basée sur le processus physique global :

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

Hypothèses de la méthode

Cette méthode s'appuie sur les hypothèses suivantes:

- les débits maximums recherchés sont provoqués uniquement par des pluies maximales, uniformément réparties sur le bassin. Il n'y a donc pas diverses origines de formation des crues.
- les pluies maximales et les débits correspondants suivent une même loi de distribution statistique, dite des extrême en raison de la nature du phénomène étudié (crues rares). Ceci exprime surtout le fait que le comportement asymptotique des lois de distribution des pluies et des débits est identique. La loi de Gumbel (Gumbel, 1958) est souvent utilisée dans ce but et dans ce cas uniquement, le caractère exponentiel de cette distribution est décrit par la pente de la droite d'ajustement des pluies observées, mesurées sur un diagramme de probabilité adéquat. La pente de cette droite est le gradient de cette distribution exponentielle.
- On admet que la rétention moyenne du bassin versant atteint sa valeur maximale pour une crue décennale $Q_{10 \text{ ans}}$.

Remarques :

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

Etapas de la méthode

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

Calculer le gradex des précipitations a (**pente de la droite de Gumbel**).

$$P(\text{mm}) = a \cdot \mu + b \dots\dots\dots \text{(III.44)}$$

(μ : variable réduite de Gumbel).

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

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

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

$$Q_{\mu\%} = a \cdot \mu + b' \dots\dots\dots \text{(III.46)}$$

Avec : a : le gradex de la pluie

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

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

Tracer la droite de l'équation (III) sur même graphe que l'ajustement des Pjmax.

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

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

$$Q (\text{m}^3/\text{s}) = Q (\text{mm}) * S(\text{km}^2) / 3,6 * n (\text{heures}) \dots\dots\dots \text{(III.47)}$$

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

$$Q_p (\text{m}^3/\text{s}) = Q (\text{m}^3/\text{s}) * P \dots\dots\dots \text{(III.48)}$$

Données & Application

1. Ajustement de la série pluviométrique (Pjmax) de la station de JIJEL SECTEUR 030301 à la loi de Gumbel : En utilisant le logiciel HYFRAN :

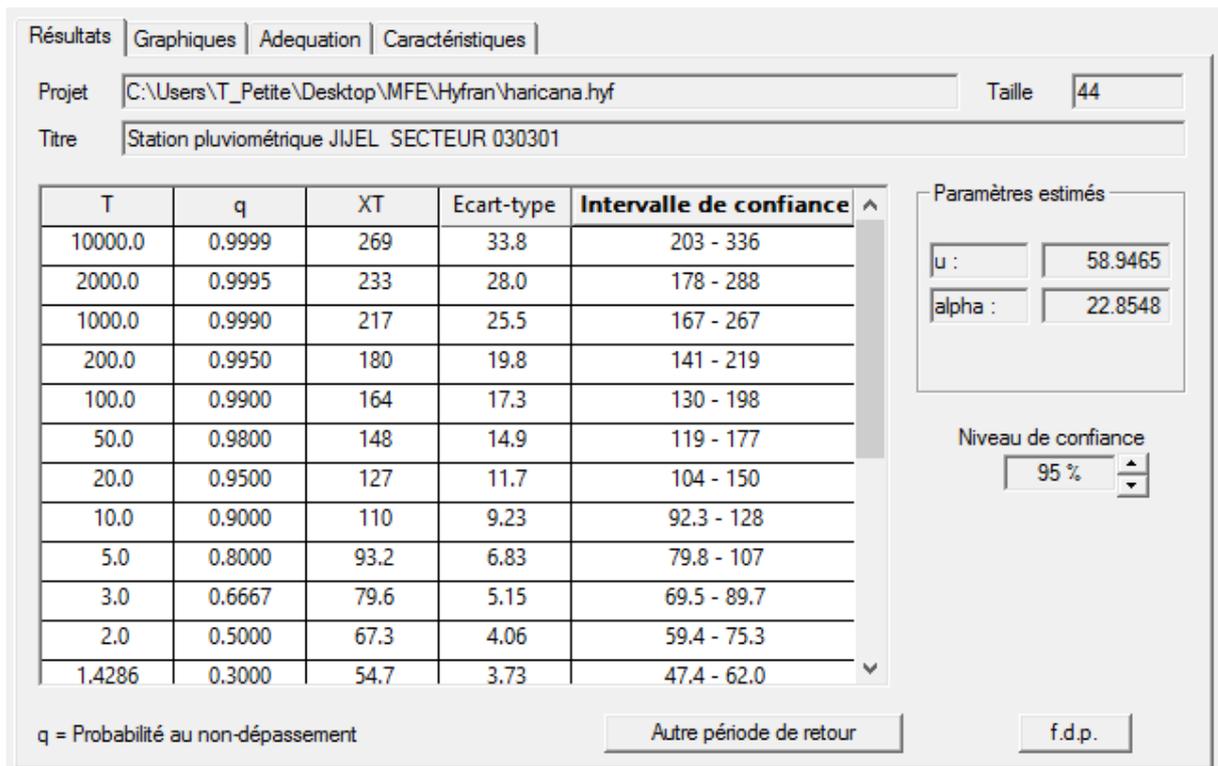


Figure III.17 Résultats d’ajustement de la série pluviométrique de jijel

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

$$P = 22.85 * \mu + 58.9 \dots \dots \dots (III.49)$$

Le Gradex est donc :

A=22.85 mm

3. Choix du pas de temps :

Après l’examen des enregistrements des crue de la station de JIJEL SECTEUR (030301), on a estimé le temps de base par :

N=24 h

4. L’ajustement de la série des débits maximaux journaliers de la station d’oued missa (Tableau 2, Annexe 2) à la loi de Gumbel nous a donné :

$$Q_{10 \text{ ans}} (\text{OUED MISSA}) = 464 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{10 \text{ ans}} (\text{KISSIR}) = Q_{10 \text{ ans}} (\text{oued missa}) * S_{\text{Kissir}} / S_{\text{Bassin d'oued missa}}$$

$$= 464 * (106.47 / 316)$$

Q_{10 ans} (KISSIR)=156.3 m³/s

$$5. R_{10 \text{ ans}} (\text{mm}) = Q_{10 \text{ ans}} (\text{m}^3/\text{s}) * 3,6 * n (\text{heures}) / S (\text{km}^2) \dots \dots \dots (III.50)$$

$$= 156.3 * 3,6 * 24 / 106.47$$

R_{10 ans} (mm)=126.8 mm

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

$$Q_{\mu\%} = a \cdot \mu + b' \quad (III.52)$$

a : le gradex = 22.85 mm.

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

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

$$= 126.9 - 22.85 \cdot 2.25 = 75.41$$

Donc : l'équation du débit est :

$$Q_{\text{extrapolé}} \text{ (mm)} = 22.85 \cdot \mu + 75.41 \dots \dots \dots (III.52)$$

7. On trace cette équation sur même graphe que celui de l'ajustement des Pjmax, Pour chaque période de retour, on tire on tire le débit en (mm) et on les exprime en (m³/s) en utilisant la formule III.47.

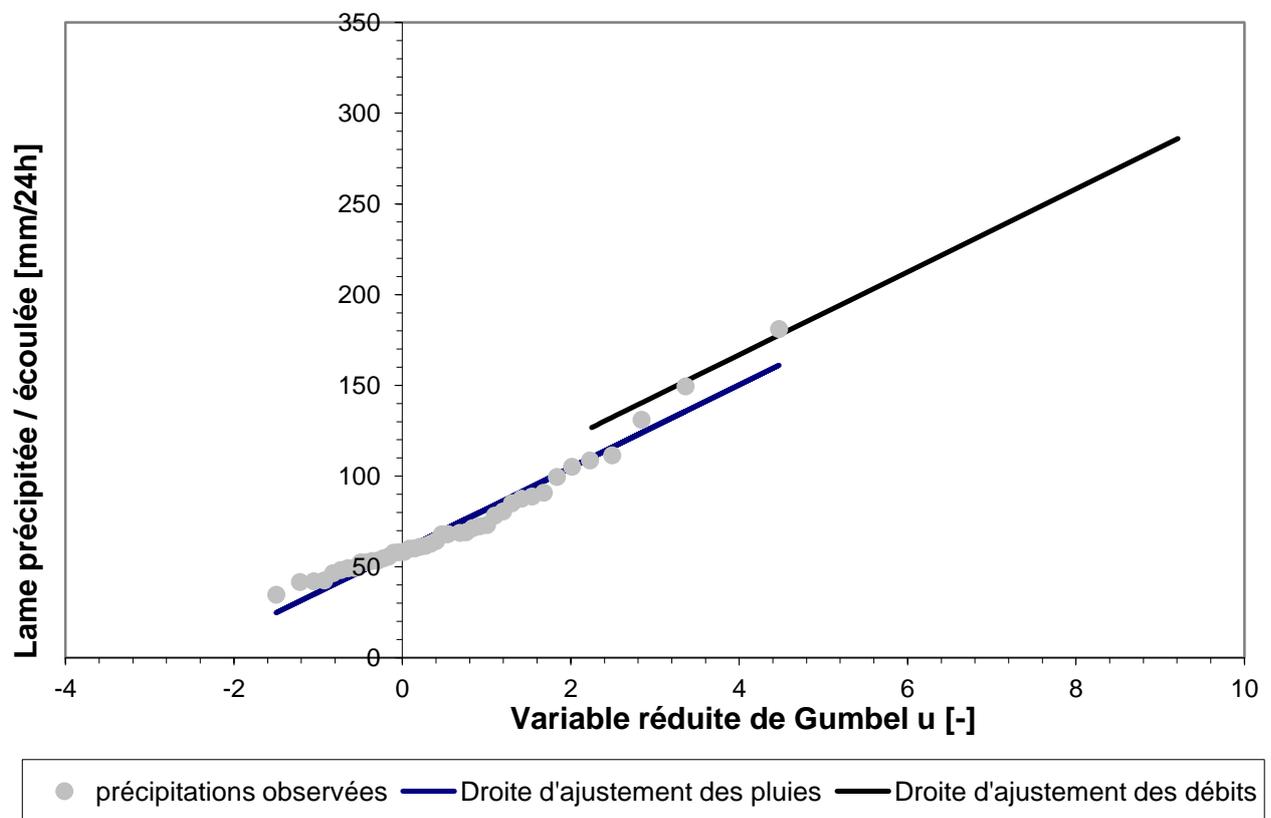


Figure III.18 Graphe de la méthode de gradex

8. Calcul des débits de pointe :

L'analyse des enregistrements des débits de la station hydrométrique de oued missa nous a permis d'estimer le coefficient de pointe suivant :

$$P = Q_{\text{max}} / Q_{\text{moy}} = 2,23$$

P=2.23

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

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

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

T [ans]	F(x) [-]	U [-]	Q _T [mm/24h]	Q _T [m ³ /s]	Q _P [m ³ /s]
10	0,900	2,25	110.4	156	349
20	0.95	2.97	126.8	179	394
50	0,980	3,90	148.1	203	452
100	0,990	4,6	164.1	222	472
1000	0,999	6,91	216.8	287	641
10000	0,9999	9,21	269.4	352	786

❖ Interprétation :

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

Tableau III.23 Les valeurs des débits de pointe optées

Période de retour	10	20	50	100	1000	10000
Méthode de GRADEX (m ³ /s)	349	394	452	472	641	786

III.6.2 Hydrogrammes de crue

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

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

a) Pour le temps de montée :

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

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

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

b) Pour le temps de décrue :

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

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

T_d : Temps de la décrue en heures;

Q_{\max} : Débit maximum de la crue de fréquence considérée en (m^3/s)

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

$T_m = T_c$ (pour les petits bassins versants), avec T_c qui est le temps de concentration du bassin versant.

$T_m = 4.11 \text{ h}$

$T_d = \delta * T_m$

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

Tableau III.24 Coefficients de forme de l'hydrogramme de crue δ

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

Source : Touaibia, 2004

On prend $\delta=4$

$T_d = 4 * 4.1$

$T_d = 16.4 \text{ h}$

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

Temps (h)	période de retour					
	10	20	50	100	1000	10000
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.82	13.96	15.76	18.08	18.88	25.64	31.44
1.64	55.84	63.04	72.32	75.52	102.56	125.76
2.46	125.64	141.84	162.72	169.92	230.76	282.96
3.28	223.36	252.16	289.28	302.08	410.24	503.04
4.1	349.00	394.00	452.00	472.00	641.00	786.00
4.92	299.22	337.81	387.53	404.68	549.58	673.90
5.74	254.42	287.23	329.51	344.09	467.29	572.99
6.56	214.33	241.97	277.58	289.87	393.65	482.70
7.38	178.69	201.73	231.42	241.66	328.19	402.43
8.2	147.23	166.22	190.69	199.13	270.42	331.59
9.02	119.71	135.14	155.04	161.90	219.86	269.60
9.84	95.84	108.20	124.13	129.62	176.03	215.86
10.66	75.38	85.10	97.63	101.95	138.46	169.78
11.48	58.06	65.55	75.20	78.53	106.65	130.77
12.3	43.62	49.25	56.50	59.00	80.12	98.25
13.12	31.80	35.90	41.19	43.01	58.41	71.62
13.94	22.34	25.22	28.93	30.21	41.02	50.30
14.76	14.96	16.89	19.38	20.24	27.48	33.70

15.58	9.42	10.64	12.20	12.74	17.31	21.22
16.4	5.45	6.16	7.06	7.37	10.02	12.28
17.22	2.79	3.15	3.62	3.78	5.13	6.29
18.04	1.18	1.33	1.53	1.59	2.16	2.65
18.86	0.35	0.39	0.45	0.47	0.64	0.79
19.68	0.04	0.05	0.06	0.06	0.08	0.10
20.5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

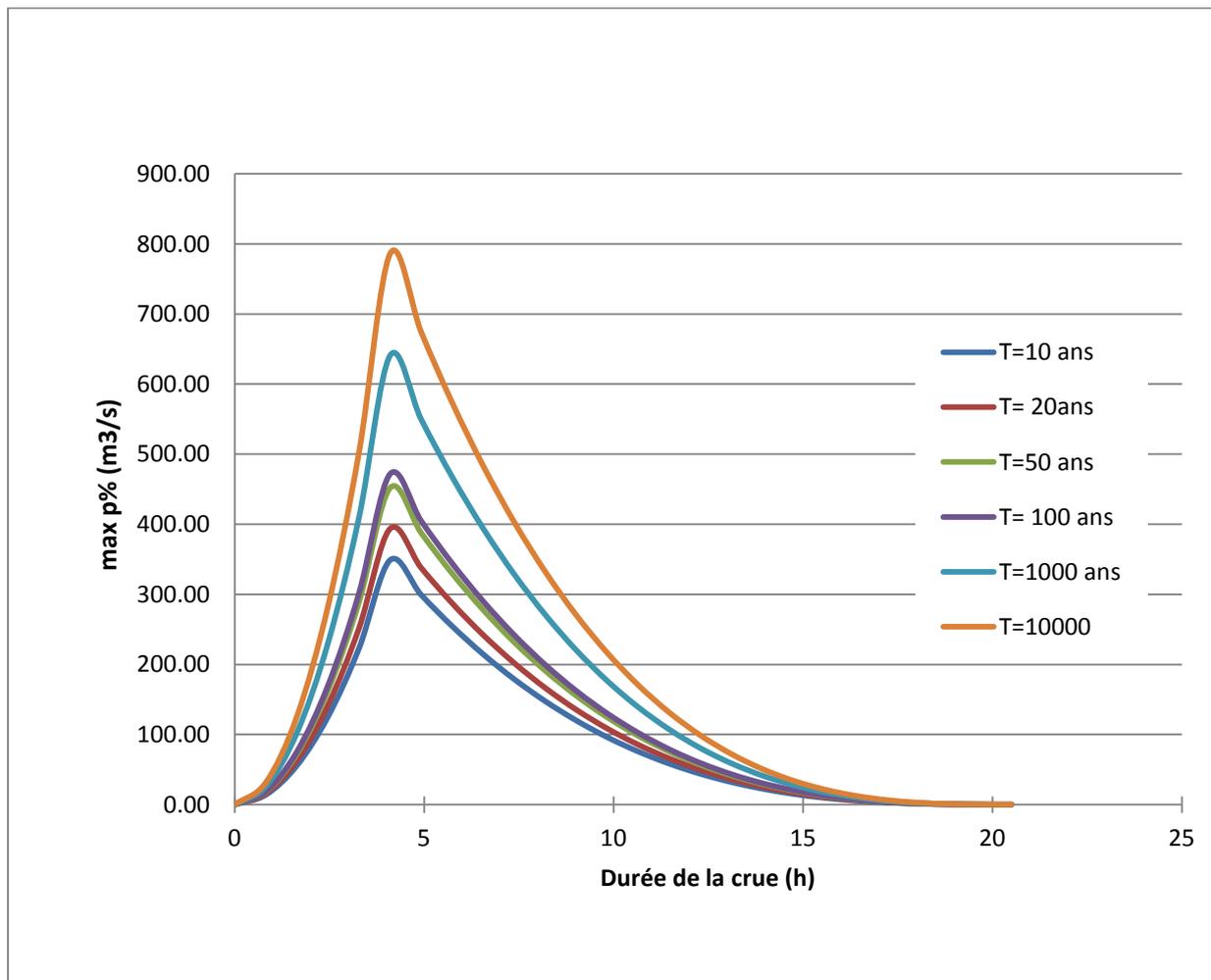


Figure III.19 Hydrogrammes des crues probables en fonction du temps (SOKOLOVSKY)

III.6.3 Choix de la crue de projet

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

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

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

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

Tableau III.26 Crue de projet recommandée

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

Nous pouvons, aussi déterminer la crue de projet en tenant compte des caractéristiques géologiques et hydrologiques du bassin versant (précipitations, superficie, perméabilité...). On doit calculer l'indice global "Ig" qui est lié à tous ces paramètres tel que :

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

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

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

I_r : Représente les risques.

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

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

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

Tableau III.27 Choix de la crue de projet.

Le risque	Risque faible	Risque moyen (modère)	Risque important
Hydrologie	Bonne connaissance	Connaissancemoyennes	Incertitude
Géologie et géotechnique	Peu ou pas de difficulté	Quelques difficultés	Difficiles
Risque ou non de rupture	Faible	Moyen	Important
a crue de projet	Q _{max} (1%)+revanche	Q _{max} (1%) +revanche majorée avec vérification	Q _{max} (0.1%)

		pour Qmax (0,1%) et Qmax (0,2%)	
--	--	---------------------------------	--

Pour notre cas, nous pouvons considérer que les difficultés géologiques et géotechniques sont faibles, les connaissances hydrologiques sont faibles et que le risque en aval est moyen (le barrage est à 1,5 km de la ville d'ADEKAR), par conséquent on accepte un risque moyen (Ig =2) et on opte pour la crue millénaire.

Cela veut dire que dans les deux classifications, on opte pour une période de retour de 1000 ans. Donc, pour un débit qui vaut **Q = 641 m³/s**.

III.7 Apports solides et estimation du volume mort

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

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

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

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

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

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

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

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

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

III.7.1 Apport solide en suspension

A) Formule de Fournier (Touaibia, 2004)

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

Avec :

Es : Taux d'abrasion en (t/Km²/an).

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

Pa: Pluie moyenne annuelle (mm).

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

S: Surface du bassin versant (km²).

AN: h= 679.95 m, Pm=241.84 mm (mois de décembre), Pa=1222.28 mm

D'où :

Es =1844.2 t/Km²/an

III.7.2 Calcul du poids spécifique moyen des sédiments γ_s :

La densité des dépôts de sédiments peut être estimée en utilisant l'équation suivante :

$$W = W_c \cdot P_c + W_m \cdot P_m + W_s \cdot P_s$$

Avec :

W : poids unitaire (Kg/m³)

P_c, P_m, P_s : pourcentage d'argile, de silt et de sable dans l'apport de sédiments

W_c, W_m, W_s : coefficients d'argile, de silt et de sable calculés selon le tableau suivant

Type de sédiments	Diamètre	%
Argile	<0.004	13
Silt	0.004 à 0.62	35
Sable	0.062 à 2.0	52

Source : Cours Master (MIHOUBI, 2018)

Opération	Fonctionnement du réservoir
1	Sédiments sont toujours submergés ou presque submergé
2	Modéré à réservoir avec rabattement considérable
3	Réservoir normalement vide
4	Sédiment du cours d'eau

Source : Cours Master (MIHOUBI, 2018)

Opération	Initiale poids (masse)		
	W _c	W _m	W _s
1	416	1120	1150
2	561	1140	1150
3	641	1150	1150
4	961	1170	1150

Source : Cours Master (MIHOUBI, 2018)

$$W = 1.224$$

En tenant compte du poids spécifique moyen des sédiments $\gamma_s = 1.224 \text{ t/m}^3$.

Le volume mort annuel est exprimé comme suit :

$$V_m = \frac{E_s \times S \times T}{\gamma_s} \dots\dots\dots (III.55)$$

T : Duré de vie de l'ouvrage T=100ans

AN :

$$V_m = 8.02 \text{ Mm}^3$$

B) Formule de Tixeront :

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

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

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

δ_s : Poids spécifique des sédiments (1,224 t/m³).

Q_s : Débit solide en (tonne/an).

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

Avec :

Le : lame d'eau écoulé (mm)
 S : surface du bassin versant (km²)
 α : Caractéristique de perméabilité.

Tableau III.28 Différentes valeurs de « α »

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

la perméabilité est moyenne dans notre bassin versant, on prend α = 350

Donc : Q_s = 104412.04 m³/s

AN : Le volume annuel est exprimé comme suit :

$$V_m = 1.1 * \frac{104412.04 * 50}{1.224}$$

$$V_m = 4.69 \text{ Mm}^3$$

C) Formule de Saidi

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

Avec :

M₀ : Module de l'écoulement spécifique (l/s/km²).

C_e : Coefficient de l'écoulement.

$$E_s = 19. 17.3^{1,246} \cdot 0.79^{-0,885}$$

A.N :

$$E_s = 816.51 \text{ t/km}^2/\text{an}$$

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

S : surface du BV (km²)

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

γ_s : Poids spécifique des sédiments (1,224 t/m³).

AN :

$$V_m = \frac{816.51 * 106.47 * 50}{1.224}$$

$$V_m = 3.55 \text{ Mm}^3$$

Récapitulation :

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.29 Les valeurs du volume mort en suspension

Formule	L'érosion spécifique (t/km ² /an)	Volume mort (Mm ³)
TIXERONT	/	8.02
FOURNIER	1844.2	4.69
SAIDI	816.51	3.55

On opte la valeur la plus proche la plus proche de celle trouvée par le bureau d'étude ENHYD, celle de TIXERONT, donc $V_m = 8.02 \text{ Mm}^3$

La station d'oued missa dispose de 20 années d'observation (1973 à 92), avec un taux moyen de 1330.355 (t/km²/an). Cette période d'observation est considérée suffisante pour évaluer le volume de transport solide (en suspension) car elle permet d'analyser l'évolution du cours d'eau et son comportement surtout que cette période à la plus forte pluviométrie dans la série qu'on possède. De plus les chiffres donnés semblent de même ordre par rapport à celle trouvé dans les études sur des projets proche à la région, et celle de l'étude même de ce barrage.

Le volume mort a été estimé à 8.02millions de m³, pour une période d'exploitation de 50 ans, avec un poids spécifique de 1,224 t/m³.

III.5.2 Transport solide par charriage

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

Donc le transport solide par charriage = 1.203 Mm³

Donc, le volume mort durant 50 ans de vie de barrage sera estimé à

$$V_m = 9.23 \text{ Mm}^3$$

III.8 Régularisation des débits

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

Différents types de régularisation sont utilisés :

- La régularisation saisonnière.
 - La régularisation interannuelle.
- La régularisation saisonnière est utilisée lorsque les apports sont supérieurs à la demande.
- La régularisation interannuelle est utilisée lorsque les apports sont inférieurs à la consommation. Dans ce cas de figure, les eaux des saisons humides sont stockées pour être distribuer lors des saisons sèches. Les paramètres générant le calcul de la régularisation sont :
- L'apport (A80% en Mm³).
 - La consommation totale (Mm³).
 - Les infiltrations et l'évaporation.
 - Les courbes caractéristiques de la retenue.

III.8.1 Répartition mensuel de l'apport 80% :

Tableau III.30 Répartition mensuelle de l'apport.

Mois	sept	oct.	nov.	déc.	janv.	fév.	mars	avril	mai	juin	juill.	aout	annuel
Apport 80% (Mm ³)	2.24	8.51	13.55	38.29	37.47	44.18	53.36	26.86	8.84	2.70	1.67	1.34	239.00

Apport (%)	0.94	3.56	5.67	16.02	15.68	18.48	22.32	11.24	3.70	1.13	0.70	0.56	100.00
------------	------	------	------	-------	-------	-------	-------	-------	------	------	------	------	--------

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

III.8.2 Courbes «Hauteurs - Capacités - Surfaces»

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

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

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

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

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

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

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

Le tableau III.32 nous donne les coordonnées des courbes Hauteurs-Capacité-Surface

Tableau III.32 Courbe topographiques et volumétriques :

Côte (m)	S (hm ³)	V (km ³)
0	0	0
5	0.23	0.2406
10	0.43	2.5176
15	0.93	6.3896
20	1.3	11.8866
25	1.7	19.0386
30	2.03	27.8756
35	2.33	38.4276
40	2.66	50.7246
45	3	64.7966
50	3.3	80.6736
55	3.63	98.3856
60	4.1	117.9626
65	4.5	139.4346
70	4.9	162.8316
75	5.3	188.1836
80	5.72	215.5206
85	6.17	244.8726
90	6.7	276.26.96

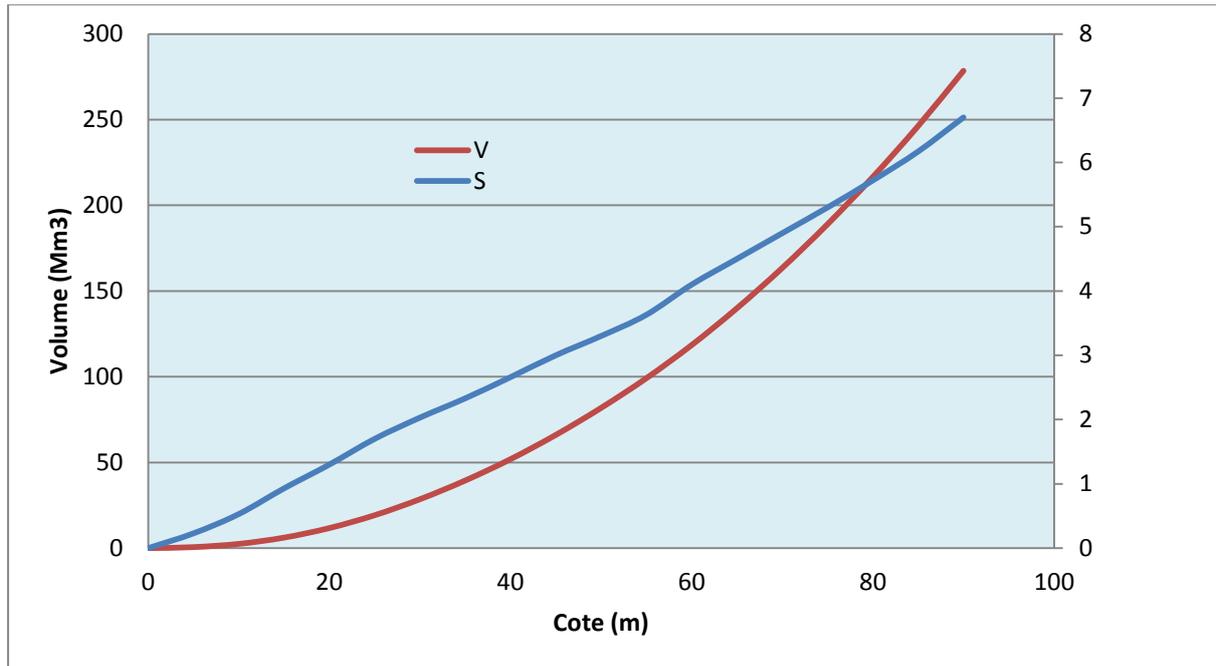


Figure III.20 Courbe hauteur-surface-volume

III.8.3 Calcul du volume utile

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

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

Procédé de calcul

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

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

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

Avec :

V_{rf} : Volume de remplissage final.

V_{ri} : Volume de remplissage initial.

S : Volume excédentaire à évacuer.

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

III.8.4 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

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

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

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

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

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

Tableau III.33 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm³)

Mois	A _{80%} (Mm ³)	U _{20%} (Mm ³)	A-U(Mm ³)	1 ^{ère} consigne			2 ^{ème} consigne		
				Vrf	Vri	S	Vrf	Vri	S
Déc.	13.55	3.86	9.69		9.23			2,5	-9.69
Jan	38.29	3.54	34.75	18.92	18.92		-0.46	2,5	-34.75
Fév.	37.47	3.27	34.2	53.67	53.67		-25.52	2,5	-34.2
Mars	44.18	4.21	39.97	87.87	61.95	25.92	-24.97	6,73	-39.97
Avril	53.36	6.35	47.01	101.92	61.95	39.97	-30.74	11,82	
Mai	26.86	7.43	19.43	108.96	61.95	47.01	-4.49	15,22	
Juin	8.84	12.27	-3.43	81.38	61.95	19.43	42.52	18,57	
juill.	2.7	14.98	-12.28	58.52	58.52	25.92	61.95	17,51	
aout	1.67	17.18	-15.51	46.24	46.24		58.52	14,21	
sept	1.34	13.64	-12.3	30.73	30.73		46.24	10,71	
				18.43	18.43		30.73		

								7,21	
oct.	2.24	10.11	-7.87					4,22	
				10.56	10.56		18.43		
nov	8.51	9.84	-1.33	9.23	9.23		10.56	2,5	
						-123.33	9.23		+123.33

Du tableau précédent, il ressort :

$$V_s = 185.05 \text{ Mm}^3.$$

$$V_d = 52.72 \text{ M m}^3.$$

Donc: le barrage fonctionne à un seul temps.

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

$V_u = 52.72$

Le volume de la retenue normale sera :

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

$$D'où : V_{NNR} = V_m + V_u = 9.23 + 52.72$$

$V_{NNR} = 61.95$

III.8.5 Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes)

Deux types de pertes caractérisent la retenue :

- Pertes par évaporation.
- Pertes par infiltration.

A) Pertes par évaporation

Nous avons :

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

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

E_s : Evaporation mensuelle (mm).

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

V_{moy} : volume moyen.

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

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

B) Pertes par infiltration

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

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

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

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

V_{moy} : Volume moyen.

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

Tableau III.34 Régularisation saisonnière compte tenu des pertes en (Mm^3)

Mois	A _{80%} (Mm ³)	U _{20%} (Mm ³)	Perte (Mm ³)	A - (U+P) (Mm ³)	1 ^{ere} consigne			2 ^{eme} consigne		
					Vrf	Vri	S	Vrf	Vri	S
Déc.	13.55					9.23			9.23	
		3.86	0.16	9.53						
Jan	38.29				18.76	18.76		-0.3	9.23	-9.53
		3.54	0.36	34.39						
Fév.	37.47				53.15	53.15		-25.16	9.23	-34.39
		3.27	0.57	33.63						
Mars	44.18				86.78	67.83	18.95	-24.4	9.23	-33.63
		4.21	0.65	39.32						
Avril	53.36				107.15	67.83	39.32	-30.09	9.23	-39.32
		6.35	0.63	46.38						
Mai	26.86				114.21	67.83	46.38	2.75	9.23	-6.48
		7.43	0.73	18.7						
Juin	8.84				86.53	67.83	18.7	49.13	49.13	
		12.27	0.81	-4.24						
juill.	2.7				63.59	63.59	18.95	67.83	67.83	
		14.98	0.84	-13.12						
aout	1.67				50.47	50.47	39.32	63.59	63.59	
		17.18	1.89	-17.4						
sept	1.34				33.07	33.07	46.38	50.47	50.47	
		13.64	0.41	-12.71						
oct.	2.24				20.36	20.36		33.07	33.07	
		10.11	1.18	-9.05						
nov	8.51				11.31	11.31		20.36	20.36	
		9.84	0.75	-2.08						
					9.23	9.23		11.31	11.31	
							123.35	9.23	9.23	-123.35

Du tableau précédant, il ressort :

$$V_s = 181.95 \text{ Mm}^3.$$

$$V_d = 58.6 \text{ Mm}^3.$$

Donc, le barrage fonctionne à un seul temps.

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

$V_u = 58.6$

Le volume normal de la retenue sera :

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

$$D'où : V_{NNR} = V_m + V_u = 9.23 + 58.6 = 67.83 \text{Mm}^3$$

V_{NNR}=67.83

Donc, le volume utile saisonnier est de :

V_u=58.6

Il correspond à un niveau :

NNR=46 m

III.9 Laminage des crues

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

$$Q \cdot dt = q \cdot dt + S \cdot dh \dots\dots\dots (III.66)$$

Q : Le débit entrant de la crue.

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

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

Le débit cumule à l'instant t est :

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

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

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

III.9.1 Méthode de Muskingum:

III.9.1.1 Laminage d'une onde de crue dans un tronçon de rivière

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

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

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

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

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

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

- a) Le terme 1 représente l'accélération temporelle locale. Plus précisément, il rend compte de la vitesse de la variation du débit durant la crue. A titre d'exemple, si le débit de crue augmente de 1 m³/s à 2m³/sen une heure, ce terme vaut (1 m³/s - 2m³/s) / 3600s =0,000277m³/s. L'importance relative de ce terme, qui en l'occurrence est faible, doit être comparée avec celle des autres termes apparaissant dans l'équation.
- b) Le terme 2 représente l'accélération convective qui peut exister quand il y a un changement dans la géométrie (élargissement, rétrécissement). En absence de changement de section ce terme peut être négligé.
- c) Le terme 3 traduit le bilan des forces de pression dues au changement de la profondeur y avec l'abscisse x.
- d) Le terme 4 exprime les forces de gravité (S_o) et les forces de frottement (S_f).
- e) Le terme 5 exprime l'apport ou ma perte de la quantité du mouvement dus à un apport ou une perte d'eau sur le côté latéral.

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

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

$$S_0 = S_f \dots\dots\dots (III.70)$$

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

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

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

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

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

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

Après intégration entre deux instants assez rapprochés t₁ et t₂, l'équation 71 s'écrit :

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

Pour un petit intervalle de temps Δt = t₂ - t₁, on peut écrire :

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

La résolution du problème consiste à déterminer O₁ et O₂ , connaissant I₁ et I₂ . L'équation III.73 ne peut être utile que si l'on dispose d'une fonction d'emmagasinement pour déterminer S₁ et S₂ .

III.9.1.1.1 Principe de la méthode de solution

Le laminage à travers un réservoir est dû à la restriction qui limite le débit de sortie lorsque l'évacuation s'opère par le fond, à travers une vanne ou un orifice. Dans le cas d'un barrage-déversoir de grande surface, le débit d'entrée ne produit qu'une faible variation de la

hauteur d'eau. C'est justement cette hauteur dans le réservoir qui gouverne le débit de sortie qui se voit ainsi laminé. Lorsque le déversoir est muni d'une contraction latérale, le laminage est encore plus prononcé.

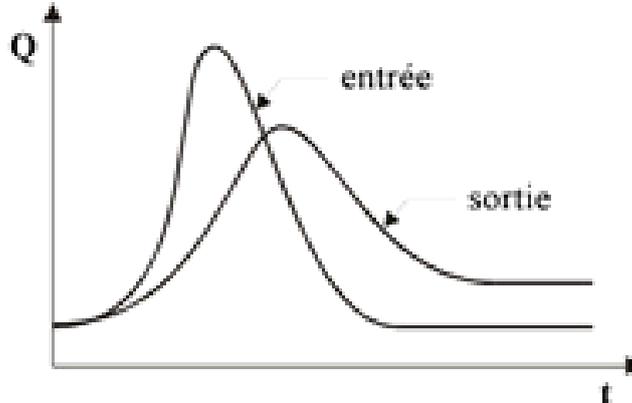


Figure III.21 Laminage à travers un barrage

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

III.9.1.1.2 Calcul du débit de sortie

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

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

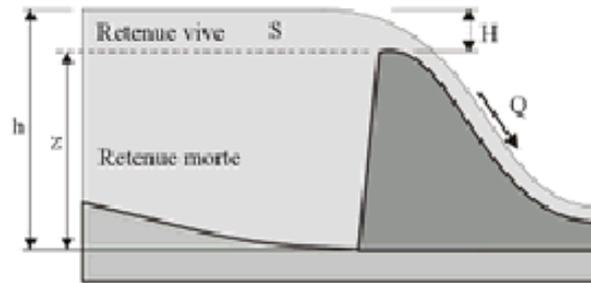


Figure III.22 Evacuateur à surface libre à entonnement frontal

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

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

B :est la largeur de déversoir

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

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

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

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

Ou : m : est une constante de débit

A :est la section d'écoulement

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

III.9.1.1.3 Calcul du volume stocké

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

$$S=Ah \dots\dots\dots (III.77)$$

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

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

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

Les coefficients a₀, a₁, a₂,....., a_n qui sont propres à chaque réservoir, doivent être déterminés à partir des relevés géodésiques sur le fond et les berges.

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

**III.9.1.2 Application de la méthode de Muskingum pour une largeur de déversoir
b=15 m**

Le débit de sortie est calculé par la relation suivante :

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

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

La courbe capacité –hauteur peut être modélisée par l'équation linéaire (figure III.18) avec un coefficient de corrélation $r = 1$ entre les altitudes 0m NGA et 90m NGA.

$$V(Mm^3) = 10^{-6} H^4 - 0.0001 H^3 + 0.0413 H^2 - 0.2119 H + 0.209$$

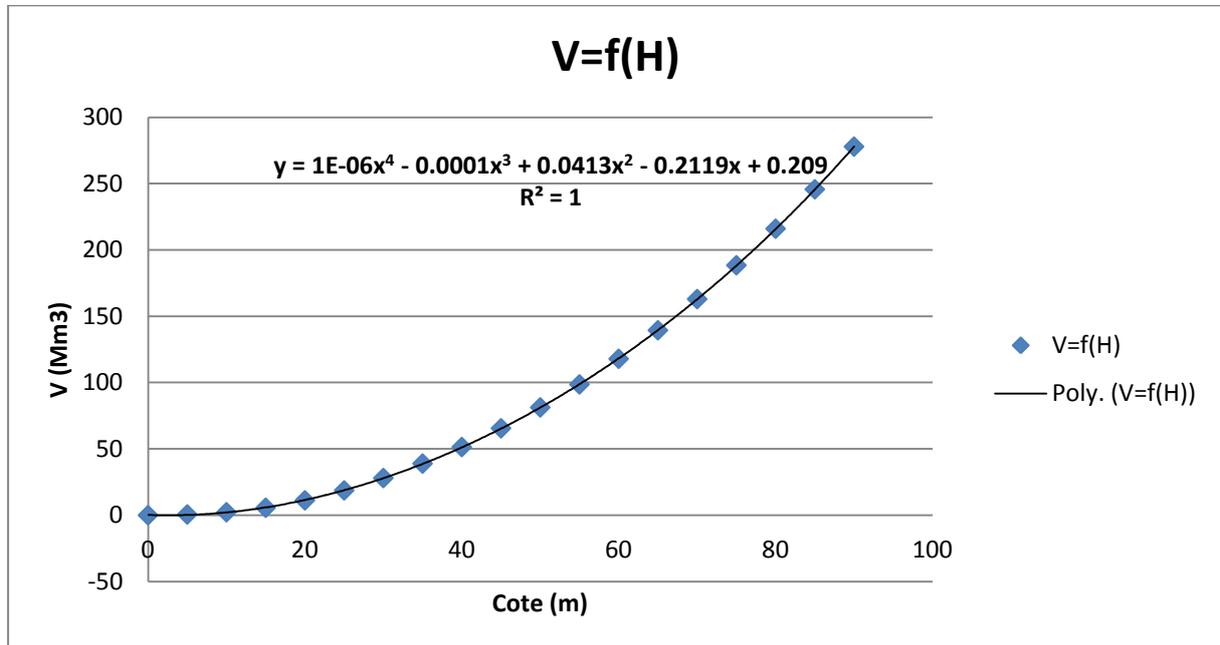


Figure III.23 Modélisation de la courbe capacité- hauteur

La courbe surface –hauteur peut être modélisée par l'équation (figure III.24) avec un coefficient de corrélation $r = 0.999$ entre les altitudes 0m NGA et 90m NGA.

$$S(Km^2) = -0.4171 H^2 + 16.411 H + 2.1145$$

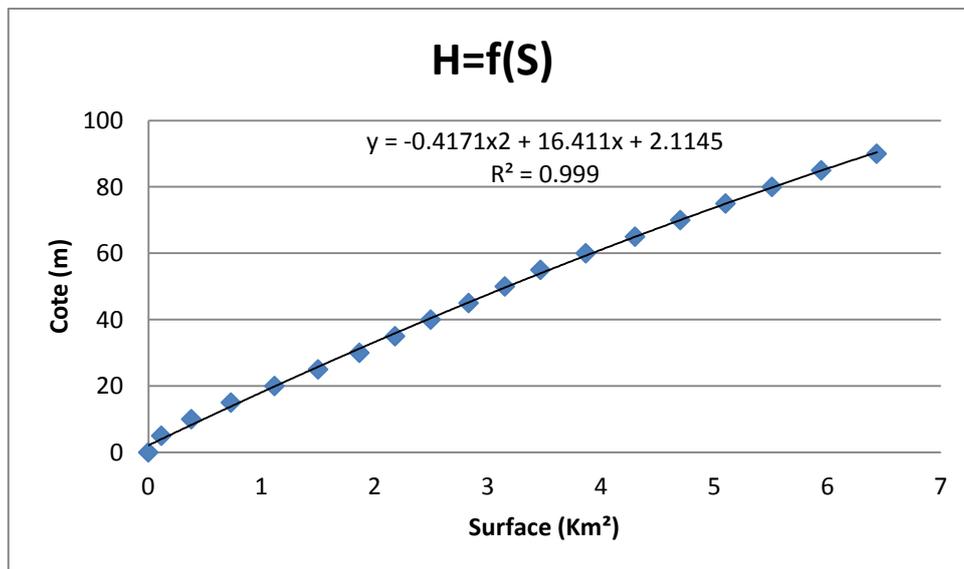


Figure III.24 Modélisation de la courbe surface-hauteur

La première étape consiste à tracer la courbe caractéristique du barrage

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

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

La valeur maximal de débit d'entrée $Q_e = 641 \text{ m}^3/\text{s}$ nous donne la plage à couvrir avec le variable H : $641 = 32.56 H^{3/2}$, soit $H_{\max} = 7.29 \text{ m}$.

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

Tableau III.36 Calcul de la courbe caractéristique du barrage pour $b=15 \text{ m}$.

H (m)	COTE (m NGA)	Q (m ³ /s)	S (m ³)	2S/ΔT+O
0	46	0.000	3062.367	0.000
0.5	46.5	1549.625	3099.251	12.559
1	47	3136.211	3136.211	34.678
1.5	47.5	4759.874	3173.249	63.029
2	48	6420.730	3210.365	96.424
2.5	48.5	8118.894	3247.558	134.178
3	49	9854.483	3284.828	175.828
3.5	49.5	11627.613	3322.175	221.033
4	50	13438.400	3359.600	269.530
4.5	50.5	15286.960	3397.102	321.107
5	51	17173.409	3434.682	375.590
5.5	51.5	19097.862	3472.339	432.830
6	52	21060.437	3510.073	492.700
6.5	52.5	23061.248	3547.884	555.089
7	53	25100.413	3585.773	619.898
7.29	53.29	26300.748	3607.784	658.563

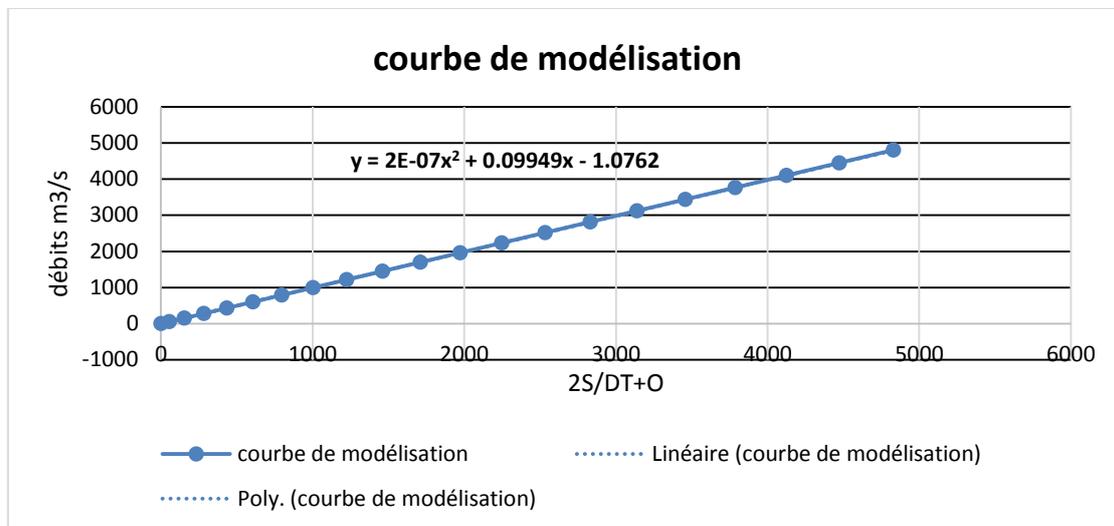


Figure III.25 Courbe caractéristique du barrage pour $b=15 \text{ m}$.

Utilisons la courbe caractéristique du barrage et l'équation

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

On détermine l'hydrogramme des débits de sortie

Tableau III.37 Calcul de l'hydrogramme de sortie pour $b=15 \text{ m}$.

temps	débit d'entrée	I_1+I_2	$2S/DT+O$	$(2S/DT+O)-2O$	O débits m3/s
0	0	0	0	0	0
0.82	25.64	25.64	25.64	22.654532	1.492734

1.64	102.56	128.2	150.854532	122.988936	13.9327978
2.46	230.76	333.32	456.308936	367.749551	44.2796928
3.28	410.24	641	1008.74955	810.420215	99.1646679
4.1	641	1051.24	1861.66022	1493.85753	183.901342
4.92	549.577375	1190.57738	2684.43491	2153.14689	265.644008
5.74	467.289	1016.86638	3170.01326	2542.24083	313.886218
6.56	393.654125	860.943125	3403.18395	2729.0805	337.051726
7.38	328.192	721.846125	3450.92663	2767.33671	341.79496
8.2	270.421875	598.613875	3365.95058	2699.2454	333.35259
9.02	219.863	490.284875	3189.53028	2557.87981	315.825233
9.84	176.034625	395.897625	2953.77744	2368.97106	292.403188
10.66	138.456	314.490625	2683.46168	2152.36705	265.547318
11.48	106.646375	245.102375	2397.46942	1923.20145	237.133987
12.3	80.125	186.771375	2109.97282	1692.83042	208.5712
13.12	58.411125	138.536125	1831.36655	1469.58321	180.891667
13.94	41.024	99.435125	1569.01834	1259.3636	154.827372
14.76	27.482875	68.506875	1327.87047	1066.13181	130.869331
15.58	17.307	44.789875	1110.92168	892.290745	109.315469
16.4	10.015625	27.322625	919.61337	738.995393	90.3089883
17.22	5.128	15.143625	754.139018	606.400795	73.8691115
18.04	2.163375	7.291375	613.69217	493.860736	59.9157171
18.86	0.641	2.804375	496.665111	400.086953	48.2890788
19.68	0.080125	0.721125	400.808078	323.276713	38.7656826
20.5	0.078599	0.080125	323.356838	261.215035	31.0709019

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

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

Hydrogramme d'entrée			Hydrogrammes de sortie (m ³ /s)												
Temps (heures)	Q (m ³ /s)	Q1+Q2 (m ³ /s)	Hd=4.72m	Hd=3.91m	Hd=3.38m	Hd=3m	Hd=2.71m	Hd=2.48m	Hd=2.3m	Hd=2.14m	Hd=2.01m	Hd=1.90 m	Hd=1.80m	Hd=1.72m	
			B=15 m	B=20 m	B=25 m	B=30 m	B=35 m	B=40 m	B=45 m	B=50 m	B=55 m	B=60 m	B=65 m	B=70 m	
0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.82	25.640	25.640	1.709	1.723	1.731	1.737	1.741	1.749	1.746	1.748	1.750	1.751	1.752	1.753	1.753
1.64	102.560	128.200	13.795	13.915	13.987	14.037	14.072	14.129	14.119	14.136	14.150	14.161	14.171	14.178	14.178
2.46	230.760	333.320	43.278	43.657	43.885	44.042	44.153	44.330	44.301	44.354	44.399	44.435	44.466	44.489	44.489
3.28	410.240	641.000	96.599	97.449	97.958	98.308	98.558	98.949	98.887	99.007	99.107	99.187	99.257	99.307	99.307
4.1	641.000	1051.240	178.922	180.496	181.441	182.089	182.552	183.277	183.164	183.386	183.571	183.719	183.849	183.942	183.942
4.92	549.577	1190.577	258.336	260.610	261.974	262.911	263.579	264.624	264.462	264.783	265.050	265.265	265.452	265.585	265.585
5.74	467.289	1016.866	305.204	307.891	309.503	310.609	311.399	312.634	312.442	312.821	313.137	313.390	313.611	313.769	313.769
6.56	393.654	860.943	327.710	330.595	332.325	333.513	334.362	335.687	335.482	335.889	336.228	336.500	336.737	336.907	336.907
7.38	328.192	721.846	332.318	335.243	336.998	338.203	339.063	340.407	340.199	340.612	340.956	341.232	341.472	341.644	341.644
8.2	270.422	598.614	324.116	326.969	328.681	329.856	330.695	332.006	331.802	332.205	332.541	332.810	333.044	333.212	333.212
9.02	219.863	490.285	307.088	309.791	311.413	312.526	313.321	314.563	314.370	314.752	315.070	315.325	315.547	315.706	315.706
9.84	176.035	395.898	284.333	286.836	288.337	289.368	290.104	291.254	291.076	291.429	291.723	291.959	292.165	292.312	292.312
10.66	138.456	314.491	258.242	260.515	261.879	262.815	263.483	264.528	264.366	264.687	264.954	265.168	265.355	265.489	265.489
11.48	106.646	245.102	230.638	232.668	233.886	234.722	235.319	236.252	236.107	236.393	236.632	236.823	236.991	237.110	237.110
12.3	80.125	186.771	202.889	204.675	205.746	206.481	207.006	207.827	207.699	207.951	208.162	208.330	208.477	208.582	208.582

13.12	58.411	138.536	175.998	177.547	178.476	179.114	179.569	180.282	180.170	180.389	180.571	180.717	180.844	180.936
13.94	41.024	99.435	150.676	152.002	152.797	153.343	153.733	154.343	154.248	154.435	154.591	154.716	154.825	154.903
14.76	27.483	68.507	127.401	128.521	129.194	129.655	129.985	130.501	130.420	130.578	130.710	130.815	130.908	130.974
15.58	17.307	44.790	106.461	107.397	107.959	108.344	108.620	109.051	108.983	109.115	109.225	109.314	109.391	109.446
16.4	10.016	27.323	87.996	88.769	89.233	89.552	89.780	90.136	90.080	90.189	90.280	90.353	90.417	90.462
17.22	5.128	15.144	72.024	72.657	73.037	73.298	73.484	73.776	73.729	73.819	73.893	73.953	74.005	74.042
18.04	2.163	7.291	58.468	58.982	59.290	59.501	59.653	59.890	59.852	59.924	59.985	60.033	60.075	60.106
18.86	0.641	2.804	47.173	47.587	47.835	48.006	48.128	48.320	48.288	48.347	48.396	48.435	48.469	48.493
19.68	0.080	0.721	37.921	38.253	38.453	38.590	38.688	38.842	38.817	38.864	38.903	38.934	38.962	38.981
20.5	0.000	0.080	30.445	30.712	30.872	30.982	31.060	31.185	31.164	31.201	31.233	31.258	31.280	31.296

Figure III.21 Hydrogrammes de sorties

Tableau III.39 Tableau récapitulatif des résultats de laminage

B (m)	Hd (m)	NPHE (m NGA)	q laminé (m ³ /s)	V forcé (Mm ³)
15	4.72	50.72	333.47	21.280
20	3.91	49.91	336.06	18.542
25	3.38	49.38	337.65	16.776
30	3	49	338.69	15.522
35	2.71	48.71	339.45	14.573
40	2.48	48.48	340.1	13.824
45	2.3	48.3	340.45	13.241
50	2.14	48.14	340.9	12.725
55	2.01	48.01	341.1	12.306
60	1.9	47.9	341.35	11.953
65	1.8	47.8	341.55	11.633
70	1.72	47.72	341.42	11.378

III.10 Etude d'optimisation

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

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

III.10.1 La revanche

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

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

a) *Formule de MALLET et PACQUANT* (Touaibia, 2001)

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

Avec :

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

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

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

F : Largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et la direction du barrage appelée Fetch qui doit être inférieure à 18Km [F = 1,5km] ;

S : Marge de sécurité = 0.5m ;

A.N:

$$h = 0,5 + 0,33\sqrt{1.4} = 0,89 \text{ m}$$

$$V = 1,5 + 0,66 \cdot h = 1,5 + 0,66 \cdot 0,89 = 2,09 \text{ m/s}$$

$$R = 0,89 + \frac{2,09^2}{2 \cdot 9,81} + 0,5$$

Donc :

R=1.61 m

b) Formule de STEVENSON (Semenov, 1970, & Pougatsch H, 2011).

$$H = 0,75 + 0,34 \cdot \sqrt{F} - 0,26 \cdot \sqrt[4]{F} \dots\dots\dots (III.83)$$

$$R = 0,75H + \frac{v^2}{2g} + S \dots\dots\dots (III.84)$$

Avec: H: Hauteur des vagues

F: Le fetch (expliqué dans le paragraphe précédent) = 1,4 km

A.N: H= 0.869

Formule de Gaillard: $V = 1,5 + 2 \cdot H = 1,5 + 2 \cdot 0,869 = 3,238 \text{ m/s} \dots\dots\dots (III.85)$

Donc:

R=1.67 m

c) Formule Simplifiée

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

A.N : $R = 1 + 0,3\sqrt{1.4}$

R=1.35 m

Tableau III.40 Résultats de calcul de la revanche

Formule	MAILLET et PACQUANT	STENVENSON	Simplifiée	Moyenne
Valeur de la Revanche (m)	1.61	1.67	1.35	1.54

Considérant seulement la retenue des vagues qui se forment sous l'action des vents, et qui est prévue-normalement dans les barrages et en fonction du laminage de crue dix millénaire, Dans le cas particulier de la crue dix millénaire presque tout l'espace de la revanche peut être utilisé pour son laminage. Pour le cas étudié de cette crue et pour la variante du barrage On prend la valeur la plus proche de la moyenne. Donc celle obtenue par la formule de MAILLET et PACQUANT

R=1.60 m

III.10.2 Tassement de la digue et fondations

Le tassement est calculé par les formules suivantes :

$$T = 0,015 h_p \dots\dots\dots (III.87)$$

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

Avec :

T = Tassement de la crête du barrage.

h_b = Hauteur du barrage.

Donc le tassement est estimé à

T=0.72m

III.10.3 Largeur en crête

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

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

✚ Formule T.KNAPPEN $b = 1,65H_b^{0.5} \dots\dots\dots (III.89)$

✚ Formule E.F.PREECE $b = 1,1H_b^{0.5} + 1 \dots\dots\dots (III.90)$

✚ Formule SIMPLIFIEE (Anonyme)

$b=3,6.H^{1/3}-3 \dots\dots\dots (III.91)$

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

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

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

NNR : cote du niveau NNR (m NGA)

C_f : Cote du fond = 0.00 m

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

R : Revanche = 1,60 m, t : tassement = 0,72 m.

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

B (m)	H (m)	NPHE (m NGA)	q laminé (m ³ /s)	V forcé (Mm ³)	cote (m NGA)	Hb (m)	Largeur en crête (m)				
							KNAP.	PREECE	SIMPLIF.	PRATIQ.	MOYENNE
15.000	4.720	50.720	333.470	21.280	53.050	53.050	12.018	9.012	10.527	12.139	10.924
20.000	3.910	49.910	336.060	18.542	52.240	52.240	11.926	8.950	10.458	12.046	10.845
25.000	3.380	49.380	337.650	16.776	51.710	51.710	11.865	8.910	10.412	11.985	10.793
30.000	3.000	49.000	338.690	15.522	51.330	51.330	11.821	8.881	10.379	11.941	10.756
35.000	2.710	48.710	339.450	14.573	51.040	51.040	11.788	8.859	10.354	11.907	10.727
40.000	2.480	48.480	340.100	13.824	50.810	50.810	11.761	8.841	10.334	11.880	10.704
45.000	2.300	48.300	340.450	13.241	50.630	50.630	11.741	8.827	10.318	11.859	10.686
50.000	2.140	48.140	340.900	12.725	50.470	50.470	11.722	8.815	10.304	11.840	10.670

55.000	2.010	48.010	341.100	12.306	50.340	50.340	11.707	8.805	10.293	11.825	10.657
60.000	1.900	47.900	341.350	11.953	50.230	50.230	11.694	8.796	10.283	11.812	10.646
65.000	1.800	47.800	341.550	11.633	50.130	50.130	11.682	8.788	10.274	11.800	10.636

On opte pour une largeur en crête de **10.7m**.

III.10.4 Calcul des coûts

III.10.4.1 Coût de la digue

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

$$V_b = \sum V_i \dots\dots\dots (III.94)$$

$$V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot L \dots\dots\dots (III.95)$$

Avec :

Vi : le volume de barrage à la cote i.

Li : distance entre deux coupes voisines.

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

$$S_i = \frac{b + B_i}{2} \cdot H_i \dots\dots\dots (III.96)$$

Bi : largeur de base ;

$$B_i = (m_1 + m_2) H_i + b$$

(III.97)

m₁, m₂ : fruits de talus amont et aval du barrage.

Talus amont : 2 ; 2.5

Talus avale : 2 ; 2.5 et 3

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

$$H_i = NNR - C_f + R + H_d + t \dots\dots\dots (III.97)$$

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

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

Tableau III.42 Cout de la digue

B (m)	H b (m)	V b (m3)	Coût (DA)
15	53.05	2360504.75	1180252374
20	52.24	2318484.92	1159242459
25	51.71	2291513.31	1145756655
30	51.33	2272429.75	1136214877

35	51.04	2258009.03	1129004516
40	50.81	2246659.96	1123329979
45	50.63	2237832.4	1118916202
50	50.47	2230025.74	1115012870
55	50.34	2223710.58	1111855289
60	50.23	2218386.42	1109193209
65	50.13	2213561.73	1106780865
70	50.05	2209712.58	1104856291

III.10.4.2 Coût de l'évacuateur de crues

✚ Le déversoir :

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

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

$$\frac{Y}{H} = 0,47 \left(\frac{X}{H} \right)^{1,80} \dots\dots\dots (III.98)$$

Avec :

H : Charge sur le seuil ;

Y : Ordonnée du profil (m) ;

X : Abscisse du profil (m).

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

Avec :

S : Section transversale (m²).

B : Largeur De déversoir (m).

En fixant le mètre cube de béton à 37 000DA, le coût du déversoir pour les différentes largeurs sont représenté dans le tableau suivant :

Tableau III.43 Coût de déversoir

B (m)	H (m)	S (m²)	V_d (m³)	Coût (DA)
15	4.72	57.96	869.4	32167800
20	3.91	48.12	962.4	35608800
25	3.38	49.59	1239.75	45870750
30	3	49.43	1482.9	54867300

35	2.71	49.35	1727.25	63908250
40	2.48	48.52	1940.8	71809600
45	2.3	48.31	2173.95	80436150
50	2.14	46.33	2316.5	85710500
55	2.01	44.73	2460.15	91025550
60	1.9	43.4	2604	96348000
65	1.8	43	2795	103415000
70	1.72	42.17	2951.9	109220300

Le coursier :

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

$$V_{\text{béton}} = S_{\text{Béton}} \cdot L_{\text{coursier}} \dots\dots\dots (III.99)$$

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

La largeur de coursier est donnée par :

$$b_{\text{coursier}} = (Q_{e,\text{max}})^{0.4} \dots\dots\dots (III.100)$$

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

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

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

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

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

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

Tableau III.44 Coût de coursier.

B (m)	H (m)	Q (m3/s)	b _{coursier} (m)	b _{ext. cour.} (m)	S _{radier} (m ²)	H _{murs} (m ²)	S _{murs} (m ²)	S _{tot} (m ²)	V _{béton} (m ³)	Coût (DA)
15	4.72	333.47	10.2	11.6	11.614	5.52	7.728	19.3426316	2630.5979	97332122.2
20	3.91	336.06	10.2	11.6	11.646	4.71	6.594	18.240292	2480.67971	91785149.5
25	3.38	337.65	10.3	11.7	11.665	4.18	5.852	17.5176559	2382.4012	88148844.3
30	3	338.69	10.3	11.7	11.678	3.8	5.32	16.998292	2311.76771	85535405.1
35	2.71	339.45	10.3	11.7	11.687	3.51	4.914	16.6015113	2257.80554	83538804.9
40	2.48	340.1	10.3	11.7	11.695	3.28	4.592	16.2873864	2215.08456	81958128.6
45	2.3	340.45	10.3	11.7	11.699	3.1	4.34	16.0396232	2181.38875	80711383.8
50	2.14	340.9	10.3	11.7	11.705	2.94	4.116	15.8210665	2151.66505	79611606.8
55	2.01	341.1	10.3	11.7	11.707	2.81	3.934	15.6414844	2127.24188	78707949.7
60	1.9	341.35	10.3	11.7	11.710	2.7	3.78	15.4905056	2106.70876	77948224.2

65	1.8	341.55	10.3	11.7	11.712	2.6	3.64	15.3529216	2087.99734	77255901.5
70	1.72	341.42	10.3	11.7	11.711	2.52	3.528	15.2393513	2072.55178	76684415.7

Canal d'approche :

Le canal d'approche est un dispositif qui permet de réduire au minimum les pertes d'énergie et guider calmement la crue vers le seuil déversant, en supposant que sa forme est rectangulaire avec une charge d'eau H, une revanche de 1.6m et hauteur de pelle de 1.5m.

La hauteur totale du mur est déterminé par :

$$H_{ca} = H + R + P \dots\dots\dots (III.101)$$

Le volume du canal d'approche est déterminer par :

$$V = S.L = H_{ca} \cdot e \cdot 2 * L \dots\dots\dots (III.102)$$

Avec :

L : déterminée dans carte topographique de site. L=30m. e : prise 0.5m.

Tableau III.45 Coût du canal d'approche.

B (m)	Hd (m)	Hca (m)	S (m²)	V (m3)	Coût (DA)
15	4.72	7.82	7.82	234.6	8680200
20	3.91	7.01	7.01	210.3	7781100
25	3.38	6.48	6.48	194.4	7192800
30	3	6.1	6.1	183	6771000
35	2.71	5.81	5.81	174.3	6449100
40	2.48	5.58	5.58	167.4	6193800
45	2.3	5.4	5.4	162	5994000
50	2.14	5.24	5.24	157.2	5816400
55	2.01	5.11	5.11	153.3	5672100
60	1.9	5	5	150	5550000
65	1.8	4.9	4.9	147	5439000

III.10.4.3 Coût total du barrage

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

Tableau III.46 Coût total du barrage.

B (m)	Hd(m)	Coût de la digue (DA)	Coût de l'évacuateur (DA)	Coût total (DA)
15	4.72	1180252374	136090344.3	1316342718
20	3.91	1159242459	133204368.3	1292446827
25	3.38	1145756655	139319786.8	1285076442
30	3	1136214877	145337209.7	1281552087
35	2.71	1129004516	152102527.6	1281107044
40	2.48	1123329979	158201839.4	1281531818
45	2.3	1118916202	165408612.9	1284324815
50	2.14	1115012870	169429198.8	1284442068
55	2.01	1111855289	173715693.7	1285570983

60	1.9	1109193209	178172630	1287365839
65	1.8	1106780865	184451171.8	1291232037
70	1,83	1104856291	189608456.2	1294464747

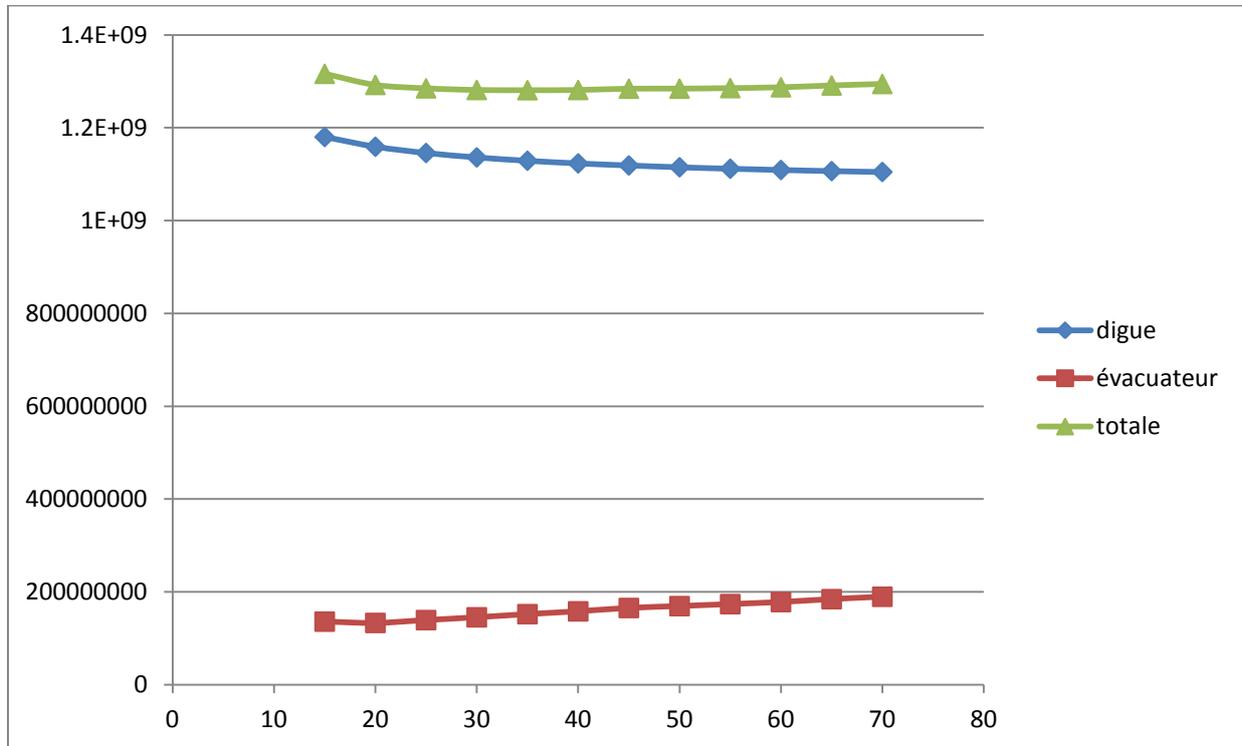


Figure III.26 Le cout de la digue, l'évacuateur et le total du barrage

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

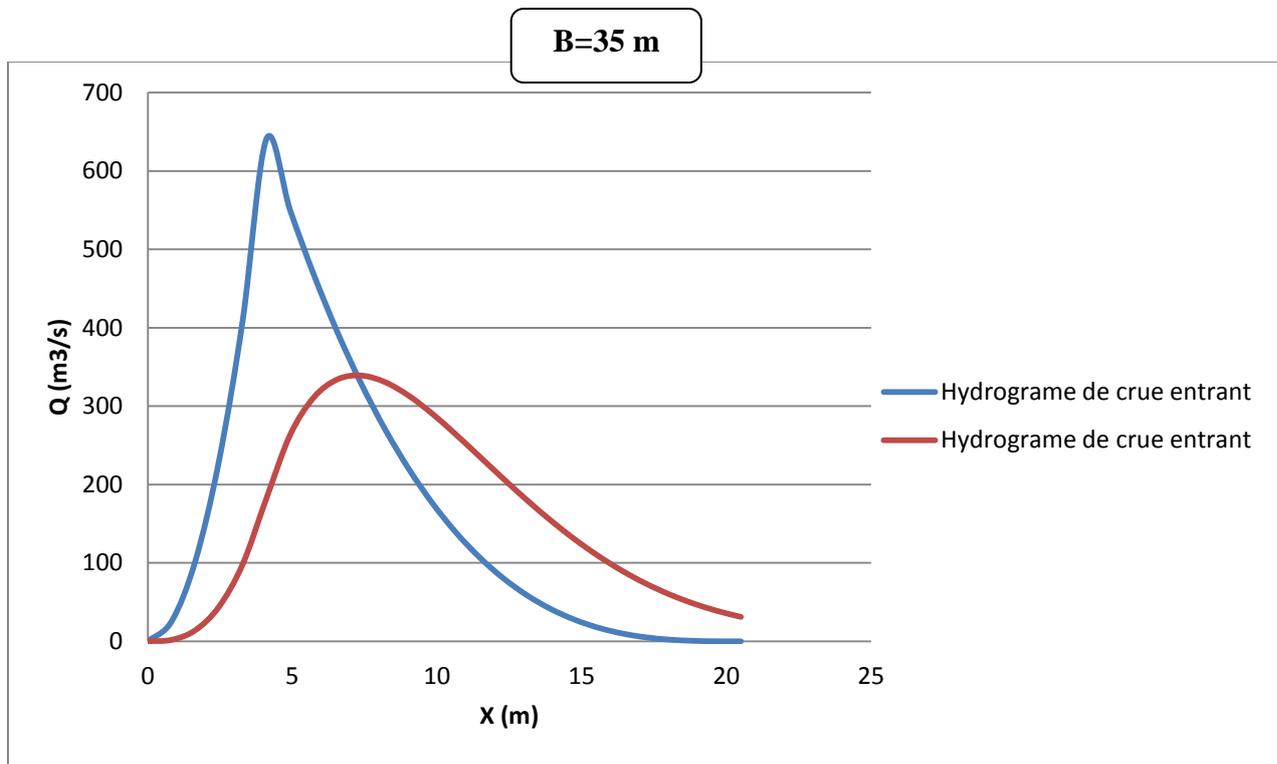


Figure III.27 Hydrographes des crues (entrant – sortant)

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

Largeur déversante	Lame déversante	Débit déversant	Hauteur du barrage	Côte en crête
35 m	2.71 m	339.45 m ³ /s	50.31 m	50.31 m

Ce qui donne un coefficient d'amortissement :

$$F = \frac{\text{Débit laminé}}{\text{débit de crue}} \cdot 100 = \frac{339.45}{641} \cdot 100$$

$$F=52.96$$

III.11 CONCLUSION :

De l'analyse effectuée en fonction des données hydrologiques disponibles, on peut en conclure que les totaux de la précipitation dans la région sont modérés, environ 1.200 mm/an. le débit de crue millénaire laminé qui égale à 339.45 m³/s, et la cote NNR sur laquelle on doit caler la crête du déversoir égale à 46 m NGA, aussi la largeur optimale du déversoir est de 35 m avec une charge déversante de 2.71 m. avec un volume utile de 58.6 Mm³, volume mort de 9.23 Mm³.

D'un autre côté, dû aux concentrations des précipitations intenses pendant quelques périodes et au grand écoulement superficiel direct dû à ces précipitations, les régimes des débits sont assez variables, avec des débits minimums presque nuls et des débits maximaux de quelques centaines de m³/s.

La variation du régime des débits influe directement sur les dimensions du volume utile nécessaire pour régulariser les débits. Entre-temps la détermination finale du volume utile, par conséquence, de l'élévation de la crête du barrage a été déterminée en fonction des coûts des alternatives étudiées.

La difficulté de l'obtention des données hydrologiques et des études existantes et l'inexistence de quelques données locales, ce qui a obligé une régionalisation des informations disponibles; ce qui rend impossible de déterminer avec précision des paramètres hydrologiques. Pour la garantie du bon fonctionnement du réservoir et des ouvrages hydrauliques, il sera nécessaire D'installer dans le bassin versant des postes pluviographiques et des réservoirs de mesure de l'évaporation, pour la fourniture d'informations locales plus précises. Pour une meilleure connaissance du régime des débits et des niveaux près du site du barrage, qui seront nécessaires pour le calcul des dimensions des ouvrages de la dérivation, de la vidange de fond et du déversoir.

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

Tableau III.48 Tableau récapitulatif de l'étude de la régularisation et du laminage

Denominations	Unités	Valeurs
Volume mort	Mm ³	9.23
Volume utile	Mm ³	58.6
Volume au NNR	Mm ³	67.83
Côte du fond	m NGA	0
Côte NNR	m NGA	46

Côte NPHE	m NGA	48.71
Tassement	m	0.72
Revanche	m	1,60
Côte en crête	m NGA	50.31
Largeur en crête	m	10.7
Debit évacué	m ³ /s	339.45
Largeur du déversoir	m	35
Charge déversée	m	2.71

IV. INTRODUCTION

Toutes Barrages ou biens retenus d'eau qui présentent le risque d'une alimentation non contrôlée, par exemple une crue, doivent être équipées d'un ouvrage d'évacuation permettant une dérivation efficace des eaux excédentaires. Tout en répondant à un compromis entre la capacité de stockage de la retenue et la capacité d'évacuation, étant souvent lié à la sécurité de l'ouvrage. Ce qui fait l'objet de ce chapitre.

Il existe plusieurs types des évacuateurs selon divers critère, Dans ce chapitre on va présenter la classification des évacuateurs, les choix des types qui correspondent à notre barrage, et on choisira 2 variantes les plus adéquats pour les concevoir.

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

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

- Evacuateur de surface (entonnement frontal, latéral, labyrinthe,...)
- Evacuateur en charge
 - a. Evacuateur de crues en puits.
 - b. Evacuateur siphon sommaire pour petit barrage.
 - c. Evacuateur siphon à faible charge et fort débit.
- **L'emplacement par rapport à la digue**
 - Evacuateur central.
 - Evacuateur latéral
 - a. Evacuateur latéral à entonnement frontal.
 - b. Evacuateur latéral à entonnement latéral.
- **Mode de réglage du débit : seuil vannée ou non vannée.**

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

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

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

Les critères pour le dimensionnement des ouvrages hydrauliques, proviennent des résultats du calcul de laminage des crues relaté dans le chapitre d'hydrologie au moyen desquelles on va définir une géométrie de l'évacuateur de crue, et choisir la variante de l'évacuateur la plus répondus aux conditions topographiques et géologiques de l'axe de l'évacuateur.

- Le débit maximal à évacuer pour une période de retour de 1000 ans est $q_{év} = 339.45 \text{ m}^3/\text{s}$.
- La charge maximale déversant $H_d = 2.71 \text{ m}$.
- La largeur du déversoir $b = 35 \text{ m}$.

IV.2 Choix du type de l'évacuateur de crues

Les critères intervenants dans le choix du type sont :

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

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

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

Le débit maximum à évacuer est relativement important ($q_{év}=339.45\text{m}^3/\text{s}$) alors que la variante évacuateur en puits et dalot sous digue est déconseillée à cause du :

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

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

- L'ouvrage sur digue est instable nécessite un système de drainage, mais il reste toujours un risque de glissement des différents plots du coursier.
- Un ouvrage couteux par les précautions à prendre au niveau du coursier, bassin de dissipation et au pied du barrage.
- Déformation et déplacement dues aux tassements.
- L'évacuateur sur un remblai d'une hauteur de 51m est un ouvrage instable (risque de déplacement).

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

Considérant que le lit de l'oued se constitue d'un manteau alluvionnaire épais, les variantes de l'évacuateur de crues ont été conçues de façon que le point de chute avale puisse être un lieu qui a des affleurements rocheux, à une cote plus proche possible du canal naturel de l'oued, de cette façon on évitera une érosion de matériau alluvionnaire qui provoquant des formations de dépôt près du pont, ce qui provoquerait un étranglement de l'écoulement

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

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

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

IV.3 Choix de la rive favorable

Considérant que le lit de l'oued se constitue d'un manteau alluvionnaire épais, les variantes de l'évacuateur de crues ont été choisit de façon que le point de chute avale puisse être un lieu qui a des affleurements rocheux, à une cote plus proche possible du canal naturel de l'oued, de cette façon on évitera une érosion de matériau alluvionnaire qui provoquant des formations de dépôt près du pont, ce qui provoquerait un étranglement de l'écoulement

Si on pose un évacuateur de crue sur la rive gauche on aura un maximum de parcours pour le coursier et la plus grande excavation dans l'affleurement rocheux car la pente est forte.

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

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

Conformément aux clarifications illustrées ci-dessus, le choix est arrêté pour l'étude de deux variantes de crues latérales sur la rive droite.

- Evacuateur de crues latérale à entonnement frontale.
- Evacuateur de crues latérale à entonnement latérale.

IV.4 EVACUATEUR LATÉRALE A ENTONNEMENT FRONTAL

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

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

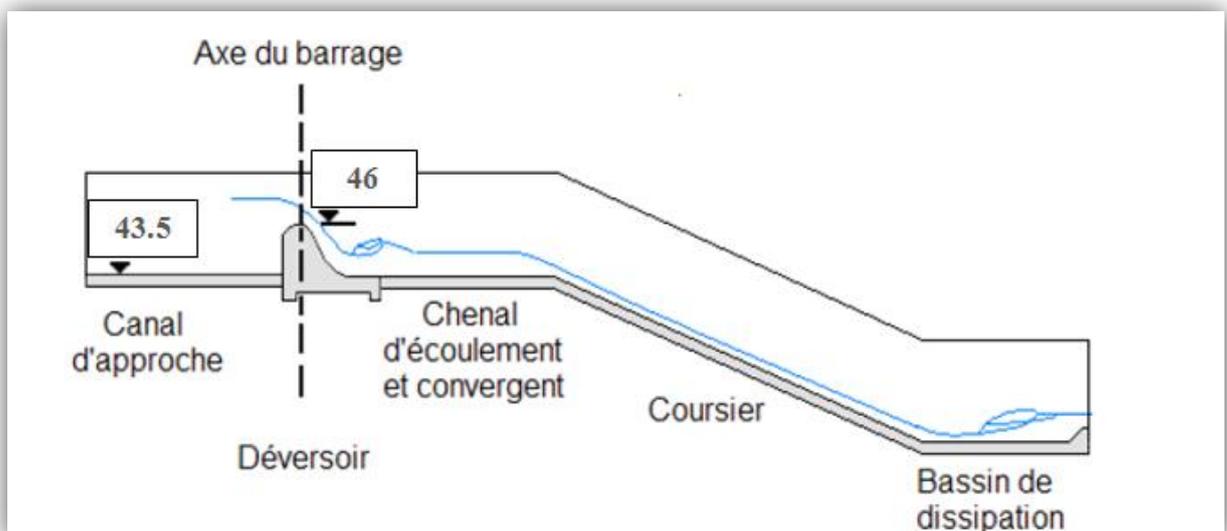


Figure IV.01. Schéma général d'un évacuateur latéral à entonnement frontal
Pour le calcul hydraulique de l'évacuateur de crues, on est besoins des données suivantes

- Le débit maximum à évacuer : $q_{év} = 339.45 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Longueur déversant : $L = 35 \text{ m}$
- Charge hydraulique au-dessus du déversoir : $H = 2.71 \text{ m}$
- Côte de la retenue normale : $NNR = 46 \text{ m}$

IV.4.1 Canal d'approche

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

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

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

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

$q_{év}$: Débit maximum à évacuer = $339.45 \text{ m}^3/\text{s}$

S_c : Section du canal d'approche (une section rectangulaire) = $b \cdot h \text{ en m}^2$

b : Largeur du déversoir en (m)

h : Charge hydraulique (m)

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

$$0.4 \leq \frac{P}{H} \leq 1.6 \quad ; \quad H=2.71 \Rightarrow 1.08 < P < 4.4$$

P= 2.5m

$$h = 2.71 + 2.5 = 5.21 \text{ m}$$

$$V_a = \frac{339.45}{35 \times 5.21}$$

$V_a = 1.86 \text{ m/s}$

$V_a < V_{adm}$ Avec $V_{adm} = 1.65 - 2.0 \text{ m/s}$ Pour les alluvions (Annexe 4). Donc pas de risque d'érosion.

IV.4.1.1 Pente du canal d'approche

Pour un régime uniforme on a :

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

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

Où: Q : débit déversant, = $339.45 \text{ m}^3/\text{s}$.

S : section mouillée = 182.35 m^2 .

P : Périmètre mouillé du canal rectangulaire = 45.42 m .

R : rayon hydraulique, = 4.01 m .

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

I_0 : pente du fond.

$$I_0 = \left(\frac{0,03 * 339.45}{182.35 * 4.01^{2/3}}\right)^2$$

$I_0=0.0005$

IV.4.1.2 Hauteur du mur du canal d'approche

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

$$H_m = H + P + Re$$

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

$$Re = 0.6 + 0.05 * 1.86 * (2.71)^{1/3} = 0.8 \text{ m}$$

D'où la hauteur de mur est :

$$H_m = 2.71 + 2.5 + 0.8 = 5.91 \text{ m.}$$

On prend:

Hm=6m

IV.4.1.3 Longueur du canal d'approche

La longueur du canal d'approche est déterminée d'après la topographie, elle est égale à 30m.

IV.4.2 Déversoir

Le déversoir à pour but de collecter les eaux de la retenue, il joue un rôle d'une section de contrôle, il est dimensionner en fonction des contraintes de stabilité et de débit de pointe de l'hydrogramme de crue un millénaire, les propriétés de l'écoulement dans ce dernier dépendent de sa forme géométrique, pour cela on a opté pour un déversoir dont la forme du seuil est basée sur le profil type Creager avec un parement amont verticale. Vu la longueur déversante moyenne, on a opté pour une forme du seuil de type rectiligne avec une contraction en aval.

IV.4.2.1 Quadrant amont

Selon l'USBR les paramètres du quadrant amont vertical sont calculés comme suit :

$$X_c = -0.223 * H = -0.60 \text{ m.}$$

$$Y_c = -0.06 * H = -0.0.16 \text{ m.}$$

$$R_1 = 0.554 * H = 1.50 \text{ m.}$$

$$R_2 = 0.31 * H = 0.84 \text{ m.}$$

IV.4.2.2 Quadrant aval

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

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

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

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

Tableau IV.1. Valeurs des paramètres K et n

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

Dans notre cas : pente amont verticale → K=2 n=1,85

IV.4.2.3 Méthode CREAGER

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

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

Avec :

x, y : Les coordonnées du profil du déversoir.

H₀ = Charge d'eau sur le déversoir (m).

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

➤ **Calcul du rayon de raccordement du déversoir avec le bassin de dissipation**

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

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

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

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

Avec :

H₀ : Charge d'eau sur le déversoir (m).

P* : Hauteur du parement en aval.

➤ **Calcul de la hauteur du parement en aval P***

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

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

Où :

Y₁ = Profondeur de l'eau au pied du déversoir (m).

Q_d = Débit du projet (m³/s).

B_d = Longueur de la lame déversante (m).

H₀ = Charge d'eau sur le déversoir (m).

➤ **Calcul des paramètres et des coordonnées des points A, B et C :**

$$R_1 = 0.460 H_o$$

$$R_2 = 0.199 H_o$$

$$X_c = 0.220 H_o$$

$$Y_c = 0.780 H_o$$

$$X_a = -0.124 H_o$$

$$Y_a = 0.017 H_o$$

$$X_b = -0.07 H_o$$

$$Y_b = 0.209 H_o$$

AN:

$$Qd = 339.45 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H = 2.71 \text{ m} \quad Bd = 35.00 \text{ m}$$

Un coefficient de débit $m = 0.49$

La hauteur du parement amont : $P=2.50 \text{ m}$.

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

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

Paramètre	Valeur
Xa	-0.3360
Ya	0.0461
Xb	-0.1897
Yb	0.5664
Xc	0.5962
Yc	2.1138
R1	1.2466
R2	0.5393

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

$$Y_1 = 1.02 \text{ m}$$

$$P^* = 3.21 \text{ m}$$

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

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

$P^*/H_0 = 1.18 < 19$ donc on applique (IV.06.a) $R_{rac} = 3.51$ m.

$R_{rac} = 3.51$ m

➤ Tracé du profil en aval du déversoir :

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

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

Coordonnées pour construire le profil du déversoir d'après Creager-Ofitsérove à H=1m			Profil du déversoir d'après Creager-Ofitsérove à H=2,71 m			
X/H	Surface Intérieure (Profil du déversoir)	Surface Extérieure	H(m)	X/H	Y/H	Y'/H
0	0.126	-0.831	2,71	0.000	0.341	-2.252
0.1	0.036	-0.803		0.271	0.098	-2.176
0.2	0.007	-0.772		0.542	0.019	-2.092
0.3	0	-0.74		0.813	0.000	-2.005
0.4	0.007	-0.702		1.084	0.019	-1.902
0.6	0.06	-0.62		1.626	0.163	-1.680
0.8	0.147	-0.511		2.168	0.398	-1.385
1	0.256	-0.38		2.710	0.694	-1.030
1.2	0.393	-0.219		3.252	1.065	-0.593
1.4	0.565	-0.03		3.794	1.531	-0.081
1.7	0.873	0.305		4.607	2.366	0.827
2	1.235	0.693		5.420	3.347	1.878
2.5	1.96	1.5		6.775	5.312	4.065
2.8	2.478	2.21		7.588	6.715	5.989

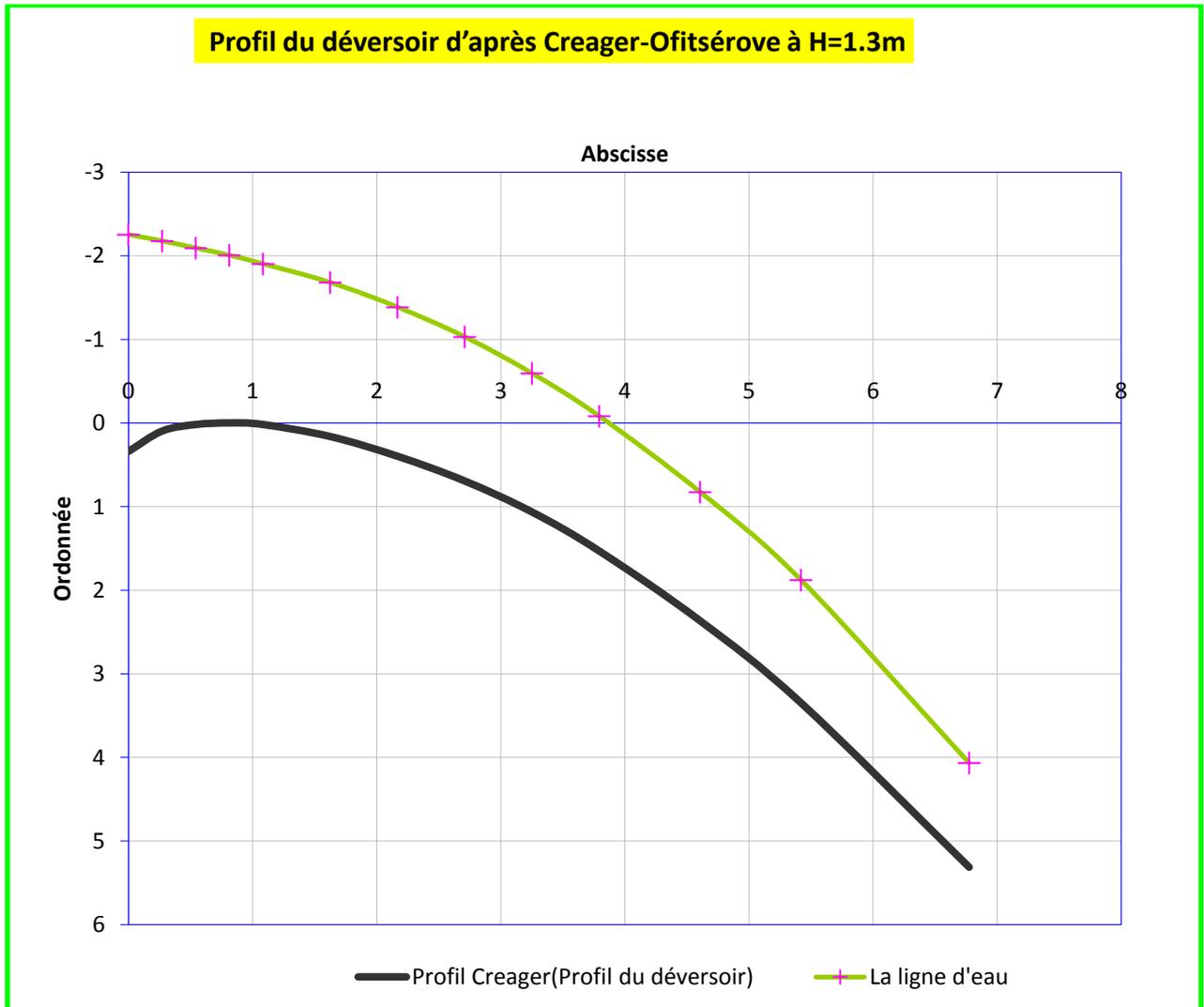


Figure IV.02 Profil du déversoir et de la nappe déversante (Creager)

➤ Les paramètres du profil aval

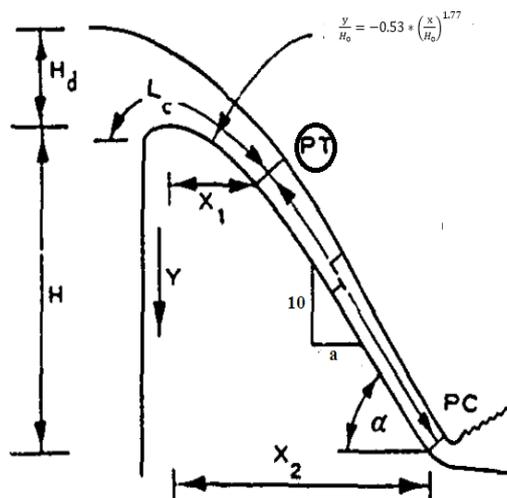


Figure IV.03 Paramètres du profil aval d'un déversoir USBR (KHATSURIA R. M., 2005)

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

A) Longueur de la courbure (L_c)

On adopte une pente de **1 : 0.7** pour le parement aval donc à partir de l'abaque 2 – annexe 3 on trouve que :

$$\frac{X_l}{H_d} = 1,6 , \text{ et à partir de l'abaque 1 – annexe on tire le rapport :}$$

$$\frac{L_c}{H_d} = 1.88 \text{ Donc : } L_c = 1.88 * H_d = 1.88 * 2.71 = 5.09m.$$

B) Longueur de la tangente (L_t)

À partir d'abaque 2 – annexe 3:

$$\frac{Y_1}{H_d} = 1.3$$

$$Y_1 = 1.3 * H_d = 1.3 * 2.71 = 3.52 \text{ m}$$

$$Y_2 - Y_1 = 5.1 - 3.52 = 1.58 \text{ m}$$

$$\tan a = \frac{1,0}{0,7} = 1.43$$

$$\sin a = 0.82$$

$$L_T = \frac{Y_2 - Y_1}{\sin a} = 1.93 \text{ m}$$

Donc la longueur totale de déversement

$$L = L_c + L_T = 5.09 + 1.9$$

L=7.02m

C) Calcul hydraulique

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

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

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

δ : Épaisseur de la couche turbulente.

L : Longueur totale de déversement

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

C.1. Épaisseur de la couche turbulente δ :

$$\frac{L}{K} = \frac{7.02}{0.61 * 10^{-3}} = 11.508 \times 10^3$$

En appliquant l'équation (IV.09) :

$$\frac{\delta}{L} = 0,08 \left(\frac{L}{K}\right)^{-0,233}$$

$$= 0,08 (0,1127)$$

$$= 0,00902 \text{ m}$$

Donc :

$$\delta = 0.063 \text{ m}$$

C.2. Épaisseur de l'énergie δ_3

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

$$\delta_3 = 0.014 \text{ m}$$

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

$$d_p = Y_1 = 1.02 \text{ m}$$

$$V = Q_{\text{dév}} / (B * d_p) = 339.45 / (35 * 1.02)$$

$$V = 9.51 \text{ m/s}$$

La vitesse et la profondeur au pied aval sont respectivement 9.51m/s et 1.02m

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

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

$$H_L = \frac{0,014(9.51)^3}{19.62 (9.7)}$$

$$H_L = 0,069 \text{ m.}$$

5. Profondeur au pied aval (point PC)

$$d = d_p + 0.18 * \delta \dots\dots\dots (IV.11)$$

$$= 1.02 + 0.18 * 0.063 = 1.03 \text{ m}$$

$$D = 1.03 \text{ m}$$

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

Correction de la vitesse :

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

$$= 339.45 / (35 * 1.03)$$

$$V = 9.41 \text{ m}$$

IV.4.3 Convergent

La contraction entre le seuil de déversoir de forme rectiligne et du coursier est nécessaire, pour guider doucement l'écoulement vers le coursier. Sa largeur au début est égale à 35m, à son fin est égal à celle du coursier.

Les détails typiques de la contraction sont montrés dans la figure IV.04. Les caractéristiques de l'écoulement dans le convergent sont :

- Le régime de l'écoulement dans le convergent est torrentiel.
- Si le nombre de Froude $F > 1.5$ à la fin de la contraction on adopte des murs latéraux curvilignes, sinon on adopte des murs latéraux rectilignes. (Figure IV.04).

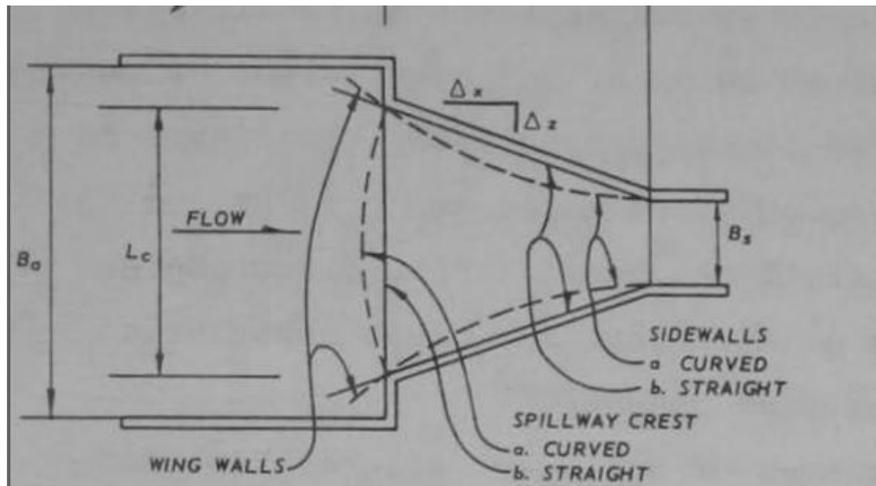


Figure IV.04 Forme du seuil et la contraction des murs du chenal d'écoulement (Cox, R. G. 1973)

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

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

Avec : F : Nombre de Froude à la fin de la contraction (dans la section **b₂**).
 Δz et ΔS sont mentionnés dans la figure Figure IV.06

IV.4.4 Détermination de la largeur **b₂ à la fin de la contraction**

Pour une longueur Δs donnée (égale à 51 m) on fait varier Δz

Avec :

- V_1 (Pied aval de déversoir)= 9.41 m/s
- h_1 (Pied aval de déversoir)= 1.03m
- $Q=339.45 \text{ m}^3/\text{s}$.

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

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

- Q : débit déversant, (m^3/s).
- S : section mouillée, (m^2).
- R : rayon hydraulique, (m).
- n : coefficient de Manning (n=0.013)
- I_0 : pente du fond ($I_0=0.07=7\%$).

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

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

On fixe la longueur $\Delta s = 51\text{m}$, puis on fait varier Δz comme suit :

Le tableau suivant résume les calculs pour $\Delta s = 51\text{m}$.

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

B (m)	Q (m ³ /s)	Δs (m)	Δz (m)	b ₂ (m)	h _n (m)	h _c (m)	F	$\frac{\Delta s}{\Delta z}$	1 0.38 – 0.0116F	Condition (IV.4)
35.00	339.45	51.00	0.00	35.00	0.66	2.12				
35.00	339.45	51.00	2.00	31.00	0.70	2.30	7.24	25.50	3.38	Vérifié
35.00	339.45	51.00	4.00	27.00	0.75	2.53	7.58	12.75	3.42	Vérifié
35.00	339.45	51.00	6.00	23.00	0.86	2.81	7.99	8.50	3.48	Vérifié
35.00	339.45	51.00	8.00	19.00	0.97	3.19	8.52	6.38	3.56	Vérifié
35.00	339.45	51.00	10.00	15.00	1.13	3.74	9.22	5.10	3.66	Vérifié
35.00	339.45	51.00	12.00	11.00	1.41	4.60	10.22	4.25	3.83	Vérifié
35.00	339.45	51.00	14.00	7.00	2.02	6.21	11.88	3.64	4.13	N.Vérifié
35.00	339.45	51.00	16.00	3.00	5.10	10.93	15.76	3.19	5.07	N.Vérifié

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

b₂= 11m, Δs = 51m, Δz = 12m, h_n=1.41m, h_c=4.60 et F=10.22 et l'écoulement est torrentiel

IV.4.5 Coursier

Le coursier fait suite au convergent et conduit l'eau vers le bassin de dissipation. Il est fortement conseillé de lui donner une section rectangulaire ce qui assure un écoulement régulier. Il est composé de 2 partie : la première est de longueur de 74 m et une pente de 0.3%, la deuxième a une longueur de 52 m aussi et une pente de 38%.

IV.4.5.1 Calcul de la ligne d'eau

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

b₂= 11m, h_n=1.41m, h_c=1.41m et F=10.22 et l'écoulement est torrentiel

Ces paramètres sont favorable jusqu'au le coursier atteindre une longueur de 74 m.

• **Méthode indirecte d'intégration numérique**

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

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

Avec : S₀ : pente du fond.

S_f : pente de la ligne d'énergie.

Fr : nombre de Froude

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

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

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

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

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

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

Les résultats de calcul sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau IV.05 Calcul de ligne d'eau dans la 1^{ère} partie du coursier (1ere variante).

y	ymoy	Smoy	Pmoy	Rmoy	Fr ²	1-FR ²	n ² Q ² /A ² R ^{4/3}	I0-G1	DELTAx	L
4.600										
4.585	4.593	50.518	20.185	2.503	1.002	-0.002	0.002	0.001	-0.044	0.044
4.570	4.578	50.353	20.155	2.498	1.012	-0.012	0.002	0.001	-0.247	0.203
4.555	4.563	50.188	20.125	2.494	1.022	-0.022	0.002	0.001	-0.464	0.667
4.540	4.548	50.023	20.095	2.489	1.032	-0.032	0.002	0.001	-0.698	1.365
4.525	4.533	49.858	20.065	2.485	1.043	-0.043	0.002	0.001	-0.949	2.313
4.510	4.518	49.693	20.035	2.480	1.053	-0.053	0.002	0.001	-1.219	3.533
4.495	4.503	49.528	20.005	2.476	1.063	-0.063	0.002	0.001	-1.513	5.045
4.480	4.488	49.363	19.975	2.471	1.074	-0.074	0.002	0.001	-1.831	6.876
4.465	4.473	49.198	19.945	2.467	1.085	-0.085	0.002	0.001	-2.177	9.053
4.450	4.458	49.033	19.915	2.462	1.096	-0.096	0.002	0.001	-2.555	11.608
4.435	4.443	48.868	19.885	2.458	1.107	-0.107	0.002	0.001	-2.971	14.579
4.420	4.428	48.703	19.855	2.453	1.118	-0.118	0.002	0.001	-3.429	18.008
4.405	4.413	48.538	19.825	2.448	1.130	-0.130	0.003	0.000	-3.936	21.944
4.390	4.398	48.373	19.795	2.444	1.142	-0.142	0.003	0.000	-4.501	26.445
4.375	4.383	48.208	19.765	2.439	1.153	-0.153	0.003	0.000	-5.134	31.580
4.360	4.368	48.043	19.735	2.434	1.165	-0.165	0.003	0.000	-5.849	37.429
4.345	4.353	47.878	19.705	2.430	1.177	-0.177	0.003	0.000	-6.661	44.089
4.330	4.338	47.713	19.675	2.425	1.190	-0.190	0.003	0.000	-7.592	51.682
4.315	4.323	47.548	19.645	2.420	1.202	-0.202	0.003	0.000	-8.671	60.353
4.300	4.308	47.383	19.615	2.416	1.215	-0.215	0.003	0.000	-9.936	70.289
4.295	4.268	47.273	19.595	2.412	1.223	-0.223	0.003	0.000	-3.635	73.924

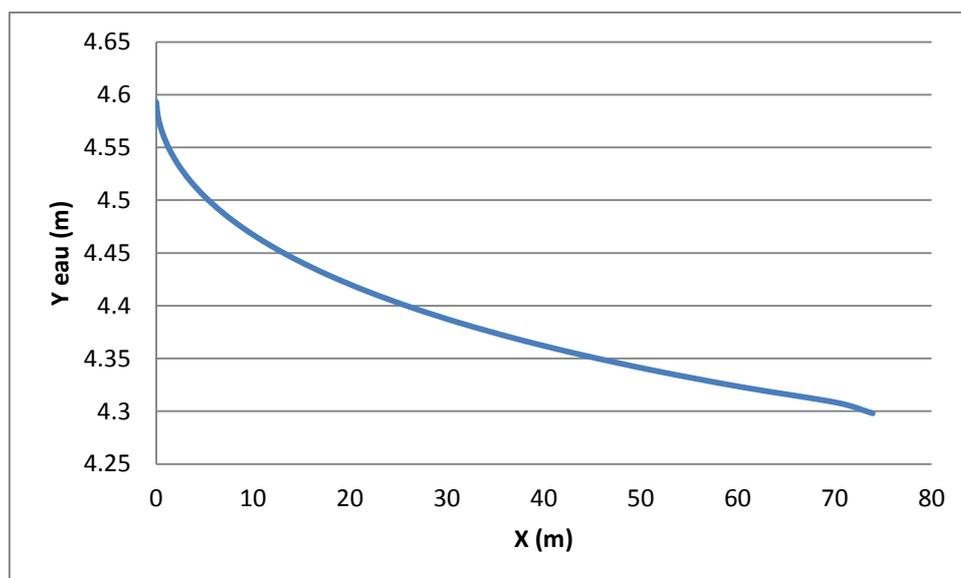


Figure IV.05 Graphique de la ligne d'eau dans la 1^{ère} partie de coursier (1ere variante).

Le coursier raide avec une pente de 38% poursuit jusqu'au l'entrée du bassin de dissipation. Cela veut dire que les paramètres hydrauliques deviennent :

$$b_2= 11m, h_n=1.41m, h_c=4.268m$$

Tableau IV.06 Calcul de ligne d'eau dans la 2^{ème} partir du coursier (1ere variante).

y	ymoy	Smoy	Pmoy	Rmoy	Fr ²	1-FR ²	n ² Q ² /A ² R ^{4/3}	I0-G1	DELTAx	L
4.268										
4.118	4.193	46.123	19.386	2.379	1.317	-0.317	0.003	0.377	-0.126	0.000
3.968	4.043	44.473	19.086	2.330	1.469	-0.469	0.003	0.377	-0.187	0.187
3.818	3.893	42.823	18.786	2.280	1.645	-0.645	0.004	0.376	-0.257	0.444
3.668	3.743	41.173	18.486	2.227	1.851	-0.851	0.004	0.376	-0.340	0.783
3.518	3.593	39.523	18.186	2.173	2.093	-1.093	0.004	0.376	-0.436	1.220
3.368	3.443	37.873	17.886	2.117	2.378	-1.378	0.005	0.375	-0.551	1.771
3.218	3.293	36.223	17.586	2.060	2.718	-1.718	0.006	0.374	-0.689	2.460
3.068	3.143	34.573	17.286	2.000	3.127	-2.127	0.006	0.374	-0.854	3.314
2.918	2.993	32.923	16.986	1.938	3.621	-2.621	0.007	0.373	-1.055	4.369
2.768	2.843	31.273	16.686	1.874	4.224	-3.224	0.009	0.371	-1.302	5.671
2.618	2.693	29.623	16.386	1.808	4.970	-3.970	0.010	0.370	-1.610	7.281
2.468	2.543	27.973	16.086	1.739	5.903	-4.903	0.012	0.368	-1.998	9.279
2.318	2.393	26.323	15.786	1.667	7.084	-6.084	0.014	0.366	-2.495	11.774
2.168	2.243	24.673	15.486	1.593	8.602	-7.602	0.017	0.363	-3.143	14.917
2.018	2.093	23.023	15.186	1.516	10.58	-9.587	0.021	0.359	-4.007	18.924
1.868	1.943	21.373	14.886	1.436	13.23	-12.234	0.026	0.354	-5.188	24.112
1.718	1.793	19.723	14.586	1.352	16.84	-15.841	0.033	0.347	-6.857	30.969
1.568	1.643	18.073	14.286	1.265	21.88	-20.887	0.044	0.336	-9.313	40.282
1.513	1.541	16.946	14.081	1.203	26.55	-25.553	0.053	0.327	-11.721	52.002

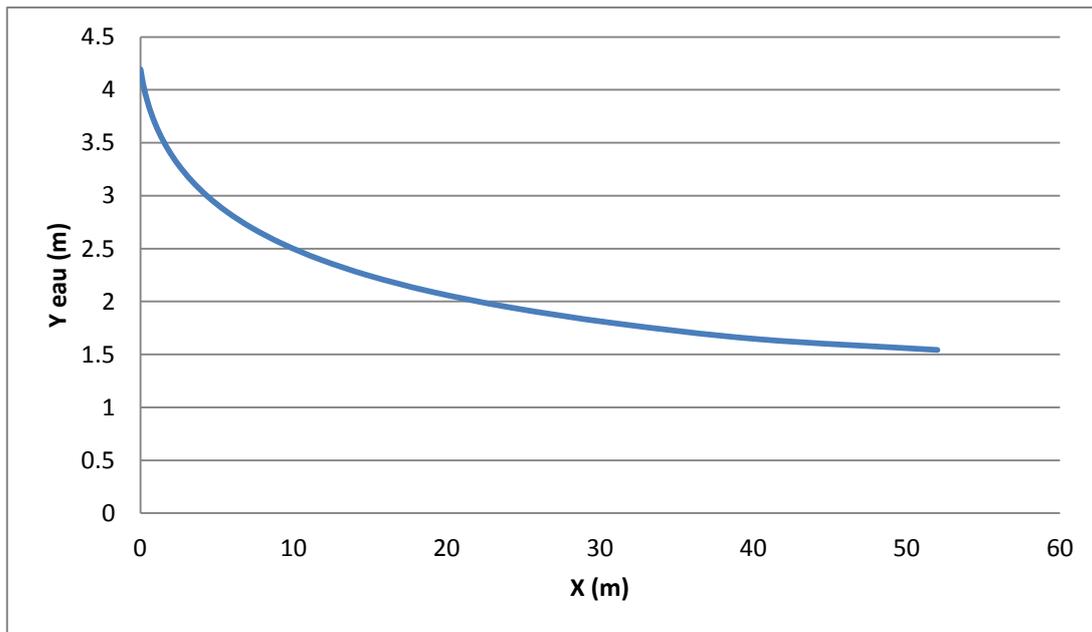


Figure IV.06 Graphique de la ligne d'eau dans la 2^{ème} partie de coursier (1ere variante).

IV.4.5.2 Détermination de la hauteur des murs bajoyers

Les hauteurs des murs bajoyers sont déterminées comme suit :

$$H_{baj} = H + R$$

Avec : R : Revanche (m).

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

Et d'après la ligne d'eau les hauteurs des murs varient dans chaque tronçon de coursier en fonction de la profondeur d'eau et la vitesse de l'écoulement.

Le calcul des hauteurs des murs sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau IV.07 Hauteur des murs bajoyers dans la 1^{ère} partie du coursier (1ere variante).

L (m)	H (m)	v	R (m)	H _{baj}
0.000	4.593	6.719	0.654	5.246
0.247	4.578	6.741	0.657	5.234
0.711	4.563	6.764	0.660	5.222
1.408	4.548	6.786	0.662	5.210
2.357	4.533	6.808	0.665	5.198
3.576	4.518	6.831	0.668	5.186
5.089	4.503	6.854	0.671	5.173
6.919	4.488	6.877	0.674	5.161
9.096	4.473	6.900	0.677	5.149
11.652	4.458	6.923	0.680	5.137
14.623	4.443	6.946	0.683	5.125
18.052	4.428	6.970	0.686	5.113
21.988	4.413	6.994	0.689	5.101
26.489	4.398	7.017	0.692	5.089
31.623	4.383	7.041	0.695	5.077

37.472	4.368	7.066	0.698	5.065
44.133	4.353	7.090	0.701	5.054
51.725	4.338	7.114	0.704	5.042
60.397	4.323	7.139	0.707	5.030
70.332	4.308	7.164	0.711	5.018
74.000	4.298	7.181	0.713	5.010

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

L (m)	H (m)	V	R (m)	H _{baj}
0.000	4.193	7.360	0.736	4.929
0.187	4.043	7.633	0.771	4.814
0.444	3.893	7.927	0.810	4.703
0.783	3.743	8.244	0.853	4.596
1.220	3.593	8.589	0.899	4.492
1.771	3.443	8.963	0.951	4.394
2.460	3.293	9.371	1.008	4.301
3.314	3.143	9.818	1.071	4.214
4.369	2.993	10.310	1.142	4.135
5.671	2.843	10.854	1.222	4.065
7.281	2.693	11.459	1.312	4.005
9.279	2.543	12.135	1.414	3.957
11.774	2.393	12.896	1.532	3.925
14.917	2.243	13.758	1.668	3.911
18.924	2.093	14.744	1.828	3.921
24.112	1.943	15.882	2.016	3.959
30.969	1.793	17.211	2.242	4.035
40.282	1.643	18.782	2.516	4.159
52.002	1.541	20.032	2.740	4.281

IV.4.5.3 Vérification des phénomènes d'aération et les vagues roulantes le long de coursier

La vitesse élevée dans le coursier a un risque sur l'érosion du fond à cause de la cavitation

Le phénomène d'aération commence à partir d'une section où $V > V_{cr}$.

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

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

Avec: V_{cr} : La vitesse critique.

θ : Angle d'inclinaison du radier du coursier.

- $I = 0.3\% \Rightarrow \theta = 0.17^\circ$
- $I = 38\% \Rightarrow \theta = 20.81^\circ$

R: Rayon hydraulique.

n : Coefficient de rugosité. (n=0.013).

On calcul V_{cr} pour chaque section dans le coursier

Tableau IV.09 Vérification de phénomène d'aération dans la 1^{ère} partie du coursier (1ere variante).

Section	Y (m)	R (m)	V (m/s)	Vcr (m/s)	Vcr > V
0	4.5925	2.5027248	6.71945365	32.6169545	vérifié
0.24665603	4.5775	2.49826346	6.74147262	32.5878815	vérifié
0.71079047	4.5625	2.49378882	6.76363636	32.5586957	vérifié
1.40831464	4.5475	2.48930082	6.78594632	32.5293965	vérifié
2.35693074	4.5325	2.4847994	6.80840395	32.4999832	vérifié
3.57641086	4.5175	2.4802845	6.83101072	32.4704551	vérifié
5.08893267	4.5025	2.47575606	6.85376811	32.4408114	vérifié
6.91948592	4.4875	2.47121402	6.87667764	32.4110515	vérifié
9.09636866	4.4725	2.46665831	6.89974084	32.3811746	vérifié
11.651798	4.4575	2.46208888	6.92295926	32.35118	vérifié
14.6226683	4.4425	2.45750566	6.94633448	32.3210669	vérifié
18.0515028	4.4275	2.45290859	6.96986808	32.2908347	vérifié
21.9876594	4.4125	2.4482976	6.99356168	32.2604825	vérifié
26.4888778	4.3975	2.44367264	7.01741692	32.2300096	vérifié
31.6232912	4.3825	2.43903365	7.04143546	32.1994153	vérifié
37.4720794	4.3675	2.43438054	7.06561898	32.1686988	vérifié
44.1330265	4.3525	2.42971327	7.08996919	32.1378592	vérifié
51.7253798	4.3375	2.42503177	7.11448782	32.1068959	vérifié
60.3966267	4.3225	2.42033596	7.13917661	32.075808	vérifié
70.3321751	4.3075	2.4156258	7.16403736	32.0445948	vérifié
74	4.2975	2.41247767	7.1807076	32.0237159	vérifié

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

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

Section	Y (m)	R (m)	V (m/s)	Vcr (m/s)	Vcr > V
0	4.193	2.37919117	7.35966871	34.0215769	vérifié
0.18664929	4.043	2.33013727	7.63272098	33.6794761	vérifié
0.44376641	3.893	2.27951666	7.92681503	33.3225738	vérifié
0.78326861	3.743	2.22725306	8.24448061	32.949818	vérifié
1.21971934	3.593	2.17326515	8.58866989	32.5600464	vérifié
1.77107178	3.443	2.11746617	8.96284952	32.1519704	vérifié
2.45967099	3.293	2.05976345	9.3711178	31.7241564	vérifié
3.31362362	3.143	2.00005785	9.81835536	31.2750024	vérifié
4.36870056	2.993	1.93824326	10.3104213	30.8027104	vérifié
5.67102738	2.843	1.87420592	10.8544112	30.3052528	vérifié
7.28096681	2.693	1.80782375	11.4590015	29.7803299	vérifié
9.27885214	2.543	1.73896556	12.1349158	29.2253185	vérifié
11.7736833	2.393	1.66749018	12.8955666	28.6372054	vérifié

14.9167353	2.243	1.59324551	13.757954	28.0125036	vérifié
18.923663	2.093	1.51606743	14.7439517	27.3471427	vérifié
24.1120675	1.943	1.43577858	15.8821878	26.6363248	vérifié
30.9690411	1.793	1.35218703	17.2108706	25.8743299	vérifié
40.2817245	1.643	1.2650847	18.7821612	25.054249	vérifié
52.0024817	1.5405	1.20343015	20.0318669	24.4561708	vérifié

- La condition d'écoulement non aéré est vérifiée, donc pas problème des vagues roulantes.

IV.4.6 Bassin de dissipation

L'eau évacuée peut être conduite par un coursier jusqu'au pied du barrage et atteint ainsi souvent une vitesse très élevée. Ce débit à haute vitesse peut endommager, par son importante quantité d'énergie cinétique le lit naturel de la rivière, la seule manière de contrôler l'écoulement à haute vitesse est de dissiper une partie de l'énergie mécanique et d'obtenir avec le bassin de dissipation un écoulement à vitesse convenable dans le lit de la rivière.

Le bassin de dissipation le plus favorable dépend du type de ressaut. Selon les expériences réalisées par l'USBR (The Bureau of Reclamation)

Tableau IV.11 Choix du type de bassin de dissipation selon l'USBR.

Fourchette du nombre de Froude	Type de ressaut hydraulique
$1 \leq F_r \leq 1.7$	Ressaut ondulé
$1.7 \leq F_r \leq 2.5$	Ressaut faible de petites apparitions en surface
$2.5 \leq F_r \leq 4.5$	Ressaut oscillant
$4.5 \leq F_r \leq 9$	Ressaut stable
$F_r \geq 9$	Ressaut fort (écoulement très turbulent)

Y₁ = 1.54 m (la fin du coursier)

- a- Calcul de la vitesse à l'entrée du dissipateur V₁ (m) :

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

AN : **V₁ = 20,04 m/s**

- b- Calcul du nombre de Froude à l'entrée du dissipateur FR₁ :

$$F_{R1} = \frac{v_1}{\sqrt{gy_1}} \dots\dots\dots (IV.19)$$

AN : **F_{R1} = 5.16** d'après le tableau IV.11 donc le ressaut est stable.

- c- Choix du type de dissipateur :

Le type du bassin de dissipation est en fonction de nombre de Froude et de la vitesse d'écoulement à l'entrée du bassin. Selon la classification USBR il y a trois types :

- Si $(2,5 < F_{r1} < 4,5)$ le saut est oscillant ; on conçoit un dissipateur de type I.
- Si $(F_{r1} > 4.5)$ le saut est stable, alors :
 - Si $(V_1 < 15 \text{ m/s})$, on conçoit un dissipateur de type II.
 - Si $(V_1 > 15 \text{ m/s})$, on conçoit un dissipateur de type III.

Dans notre cas il faut concevoir un bassin de **type III** ($V_1=20,04 \text{ m/s}$; et ; $F_{r1} = 5.16$)

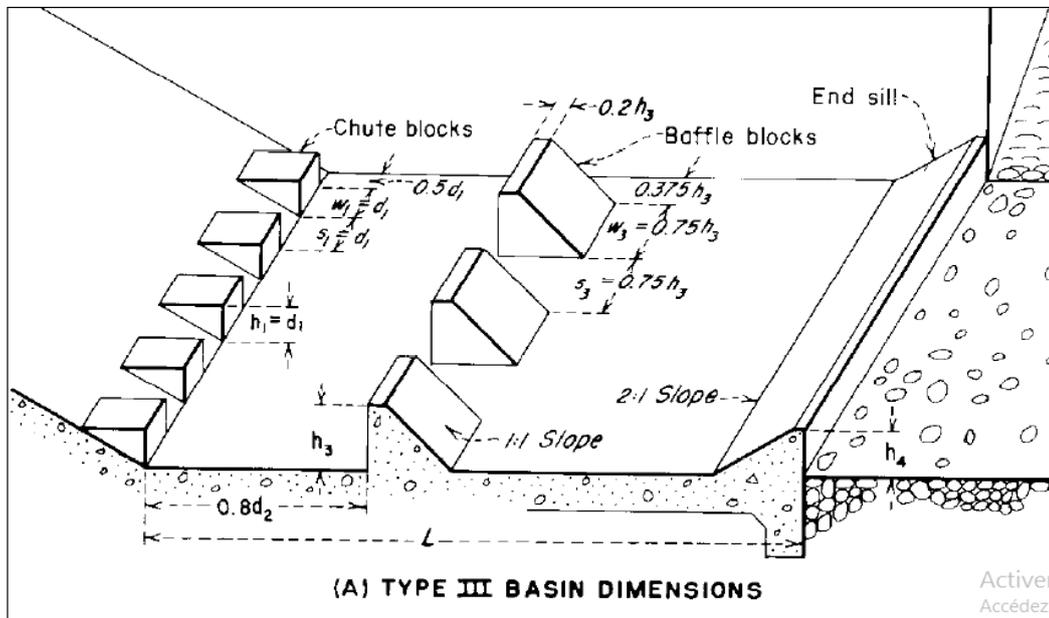


Figure IV.07 Schéma de bassin de dissipation USBR type III (Design of small dams, 1987)

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

-La hauteur conjuguée de (Y1) :

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

= 6.81

Donc

$Y_2 = 10.49 \text{ m}$

-La longueur des dissipateurs (L_{III}) :

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

AN: $L_{III} = 28.63 \text{ m}$.

On rend

$L = 29 \text{ m}$

IV.4.6.1 Les dimensions des dents défectrices (ou bloc de chute)

Tableau IV.12 Dimensions des dents défectrices

Grandeur	Formule	Valeur (m)
Hauteur h	Y_1	1.54
Epaisseur W	Y_1	1.54
Espace entre les dents S	Y_1	1.54

Le nombre de dents défectrices (n) :

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

AN : n=3

IV.4.6.2 Les dimensions des blocs de chicane :

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

AN :

h₃=2.23m

Tableau IV.13 Dimensions des blocs de chicane

Grandeur	Formule	Valeur (m)
Hauteur	h ₃	2.23
Epaisseur	0,75 h ₃	1.67
Epaisseur supérieure	0,2 h ₃	1.45
Espace entre les blocs	0,75 h ₃	1.67

Distance entre blocs de chute et blocs de chicanes : d=0,8.d₂

Avec :

$$d_2 = \frac{L_{III}}{1.071+0.358F_{r1}-0.025F_{r1}^2+0.00055F_{r1}^3} \dots\dots\dots (IV.23)$$

AN : d₂=12.46 m d=2.49m,

on prend :

d=2.5 m

IV.4.6.3 Les dimensions du seuil terminal

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

AN : h₄=1.97 m,

On prend :

h₄=2 m

Epaisseur de la face supérieure du seuil= 0,04.h₄= **0.08 m.**

IV.4.7 Canal de fuite

Le canal de fuite fait suite directement au bassin de dissipation, il sert a conduire l'eau jusqu'au cours d'eau naturel .

Le canal de fuite projeté est de section Trapézoidale de largeur b=11m, fruits des talus m=1.5 et une pente de i=0,01%.

➤ **Profondeur critique**

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

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

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

A.N : K = 4.6 m $\sigma_{cr} = 0.63$

Alors :

H_c=3.66 m

➤ **Pente critique**

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

Avec :

S_{cr} : Surface mouillée. $S_{cr} = b * h_c = 40.26 \text{ m}^2$.

R_{cr} : Rayon hydraulique : $R_{cr} = \frac{S}{P} = \frac{40.26}{11+2*3.66}$

R_{cr}=2.2 m

C_{cr} : Coefficient de Chézy : $C_{cr} = \frac{1}{n} * R^{1/6} = \frac{1}{0,013} * 2.2^{1/6}$

C_{cr}=87.73

D'où :

I_{cr}=0.42 %

➤ **Profondeur normal**

La profondeur normal (Par itération) est de :

h_n=3.63 m

➤ **Vitesse dans le canal**

$$V = \frac{Q}{S}$$

V=6.35 m/s

➤ **Froude**

$$F = \frac{V}{\sqrt{g * h}} = \frac{6.35}{\sqrt{9,81 * 4.86}}$$

F=0.92

F= 0.92 < 1 Donc le régime est fluviale.

IV.5 EVACUATEUR LATERAL A ENTONNEMENT LATERALE

L'évacuateur de crue latéral constitue des éléments suivants :

- Canal d'amenée
- Un déversoir.
- Auge de réception (boite).
- Un coursier.
- Un bassin de dissipation.
- Canal de fuite (canal de restitution).

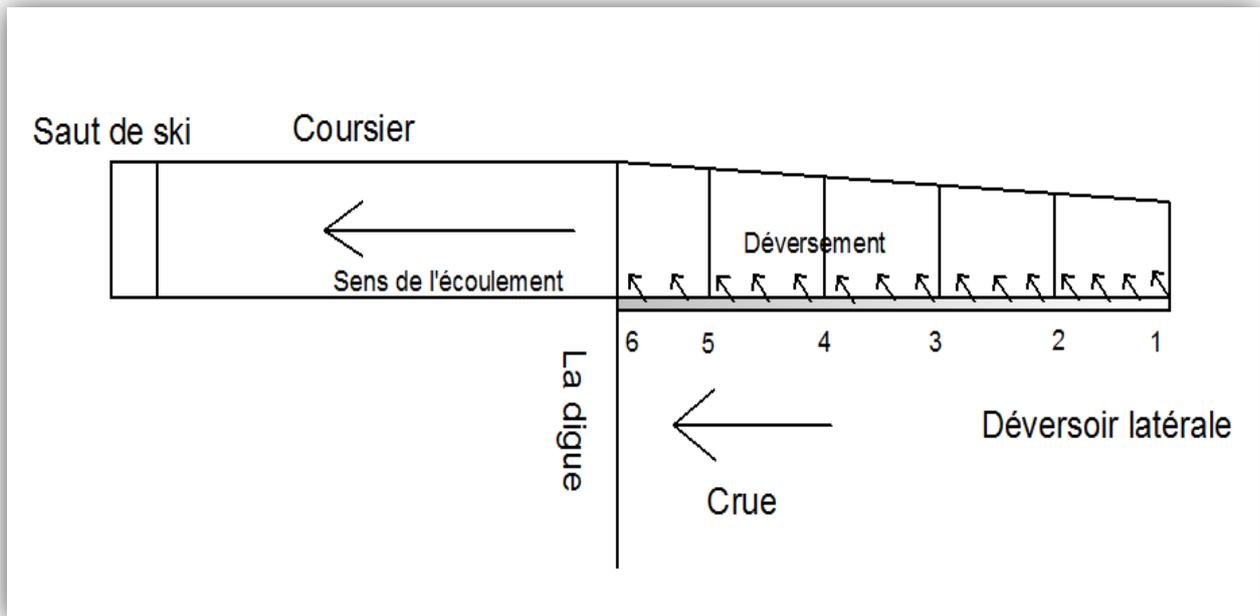


Figure IV.08 description de l'évacuateur de crue latéral à entonnement latérale.

IV.5.1 Canal d'approche

IV.5.1.1 La vitesse d'approche

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

$$V_a = \frac{q_{év}}{S_c} \dots\dots\dots (IV.27)$$

Avec :

V_a : vitesse d'approche en m/s

$q_{év}$: Débit maximum à évacuer = 339.45 m³/s

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

b : Largeur du déversoir en m

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

$$l = \frac{339.45}{0.36 \cdot 2.71^{3/2} \cdot \sqrt{2 \cdot 9.81}}$$

l=47.71 m

h : Charge hydraulique

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

$$0.4 p \frac{P}{H} \leq 1.6 ; H=1.9 \Rightarrow 1.08 < P < 4.34$$

$$P=2 \text{ m}$$

$$h = 2.71 + 2 = 4.71 \text{ m}$$

$$V_a = \frac{339.45}{47.71 \times 4.71}$$

$$V_a=1.51 \text{ m/s}$$

$V_a < V_{adm}$ Avec $V_{adm} = 1.50 - 1.85 \text{ m/s}$ donc pas de risque d'érosion. (Annexe 4).

IV.5.1.2 Pente du canal d'approche

Pour un régime uniforme on a :

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

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

Où: Q : débit déversant, = 339.45 m³/s.

S : section mouillée = 224.71 m².

P : Périmètre mouillé du canal rectangulaire = 57.13 m.

R : rayon hydraulique, = 3.93 m.

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

I₀ : pente du fond.

$$I_0 = \left(\frac{0.03 * 339.45}{224.71 \cdot 3.93^{2/3}} \right)^2 = 0.00033$$

$$I_0=0.033\%$$

IV.5.1.3 Hauteur du mur du canal d'approche

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

$$H_m = H + P + Re$$

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

$$Re = 0.06 + 0.05 * 1.51 * (2.71)^{1/3} = 0.2 \text{ m}$$

La hauteur de mur est :

$$H_m = 2.71 + 2 + 0.2 = 5.42 \text{ m.}$$

on prend $H_m = 4.91 \text{ m.}$

$$H_m=4.91 \text{ m}$$

IV.5.2 Déversoir et canal latéral

Les propriétés de l'écoulement dans un déversoir est dépendant de la forme géométrique de ce dernier, pour cela on a opté pour un déversoir à paroi mince de profil Creager pour éviter le phénomène de cavitation.

IV.5.2.1 Quadrant aval

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

$$\frac{y}{H} = 0.47 * \left(\frac{x}{H}\right)^{1.85} \dots\dots\dots (IV.29)$$

Avec : K=2, n=1.85 , H=2.71 m.

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

Tableau IV.14 Calcul du profil Creager du déversoir (parement aval)

Coordonnées pour construire le profil du déversoir d'après Creager-Ofitsérove à H=1m			Profil du déversoir d'après Creager-Ofitsérove à H=2,71 m			
X/H	Surface Intérieure (Profil du déversoir)	Surface Extérieure	H(m)	X/H	Y/H	Y'/H
0	0.126	-0.831	2,71	0.000	0.341	-2.252
0.1	0.036	-0.803		0.271	0.098	-2.176
0.2	0.007	-0.772		0.542	0.019	-2.092
0.3	0	-0.74		0.813	0.000	-2.005
0.4	0.007	-0.702		1.084	0.019	-1.902
0.6	0.06	-0.62		1.626	0.163	-1.680
0.8	0.147	-0.511		2.168	0.398	-1.385
1	0.256	-0.38		2.710	0.694	-1.030
1.2	0.393	-0.219		3.252	1.065	-0.593
1.4	0.565	-0.03		3.794	1.531	-0.081
1.7	0.873	0.305		4.607	2.366	0.827
2	1.235	0.693		5.420	3.347	1.878
2.5	1.96	1.5		6.775	5.312	4.065
2.8	2.478	2.21		7.588	6.715	5.989

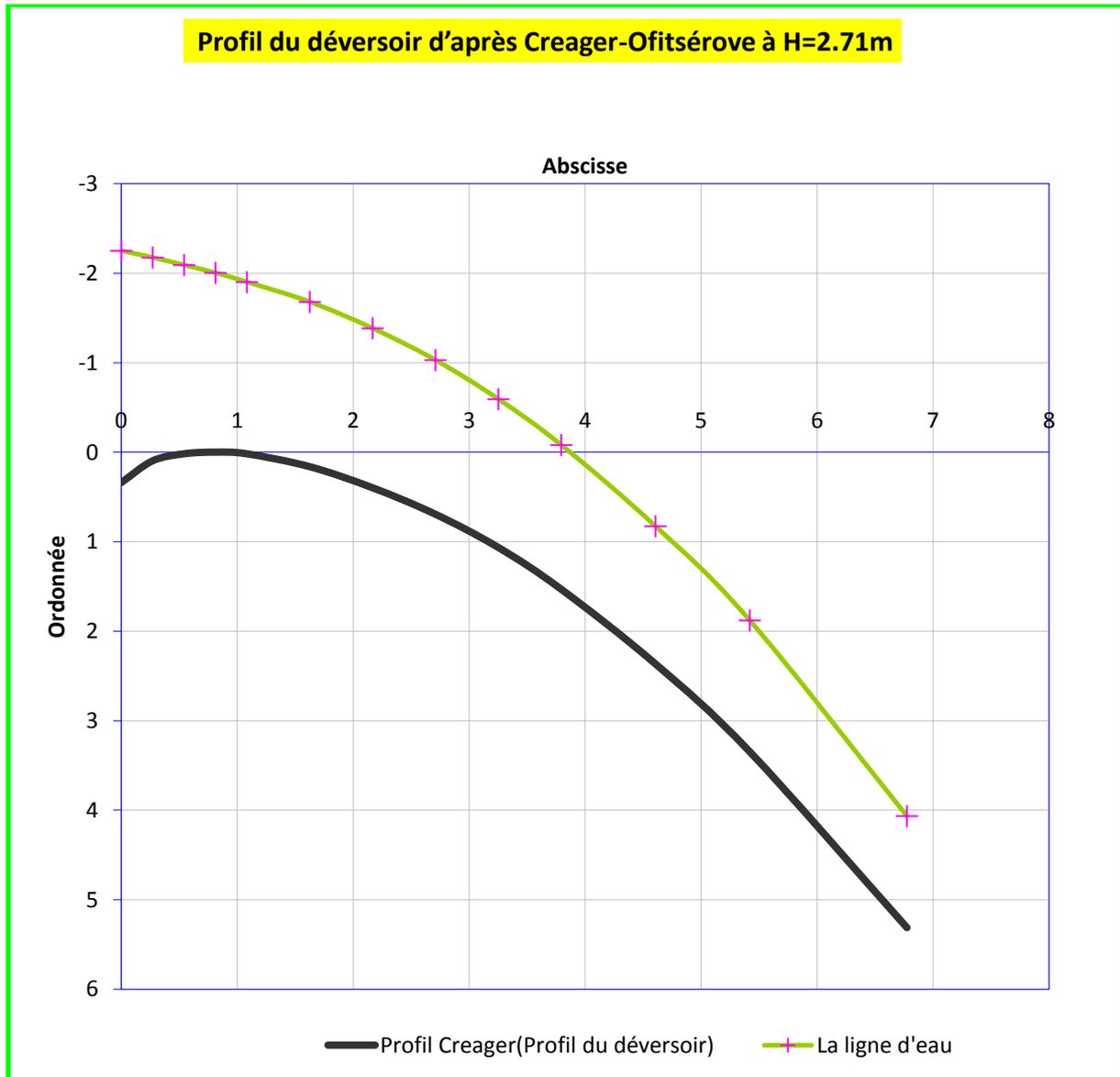


Figure IV.09 Profil du déversoir et de la nappe déversante

Les paramètres du quadrant aval : On récapitule les résultats :

Longueur de la courbure L_c : 5.09 m.

La longueur de la tangente L_t : 1.93 m.

La longueur totale du déversement: $L = L_c + L_T = 5.09 + 1.93 = 7.02 \text{ m}$

Angle de raccordement : 55°

IV.5.2.2 Quadrant amont : d'après les graphes en annexe VII

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

$h_0 = 0.35 \text{ m}$

$h_0/H_d = 0.13$

$X_c = 0.2677 * H = 0.73 \text{ m}$.

$Y_c = 0.114 * H = 0.31 \text{ m}$.

$R_1 = 0.515 * H = 1.4 \text{ m}$.

$R_2 = 0.216 * H = 0.59 \text{ m}$.

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

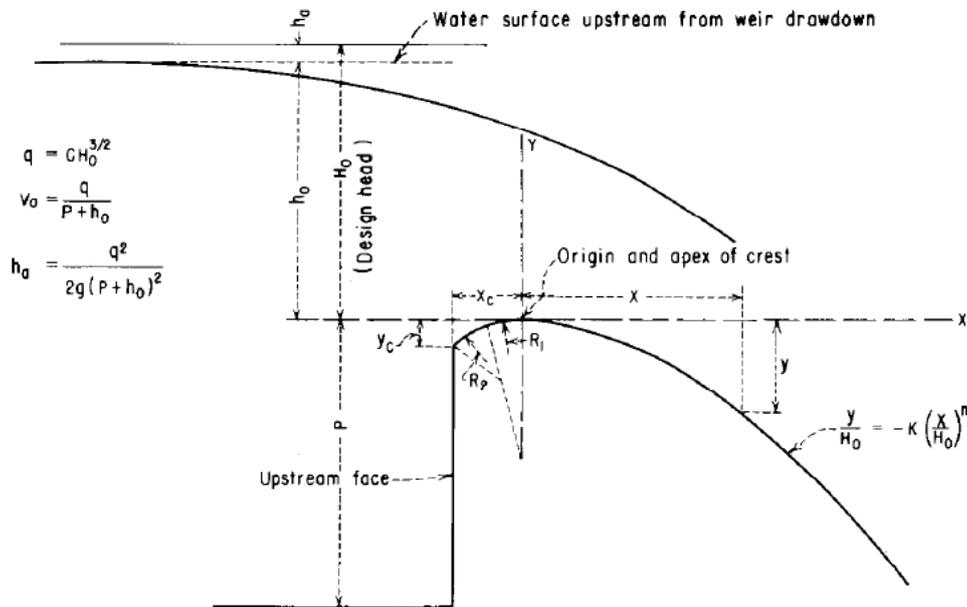


Figure IV.10 détail du quadrant amont. (Design of small dams, 1987)

✓ **Rayon de raccordement du déversoir**

Dans le cas où $P < 10$ m on prend $R = 0.5 * P$.
 On a : $P = 2$ m < 10 m.
 D'où : $R = 0.5 * 2$ ce qui donne : $R = 1$ m.

IV.5.3 Auge de réception

Les conditions de l'écoulement dans l'auge de réception après le déversement dépendent de deux écoulements appariés et diffèrent l'un de l'autre par leur caractère. Le premier écoulement, qui est perpendiculaire à l'axe longitudinal de la tranchée, se forme à partir du jet déversé après l'extrémité du déversoir. Le deuxième écoulement, qui est le principal, se réalise en sens longitudinal et est conditionné par les forces de gravitation. En résultat de l'action réciproque entre les deux écoulements, un mouvement hélicoïdal complexe se forme avec une irrégularité du niveau d'eau en profil transversal fortement exprimée. Il est possible, en cas de grands débits de déversement, les vitesses transversales dans la tranchée dépassent les vitesses principales longitudinales de l'écoulement, ce qui mène jusqu'à l'élévation brusque du niveau d'eau auprès de la paroi située en face du déversoir.

Pour des raisons économiques on a choisie de dimensionner une auge de section qui augmente dans le sens de l'écoulement, car le débit augmente, le canal donc est trapézoïdale, de largeur du fon variable et fruit de talus =1/2.

IV.5.3.1 Choix de la largeur du fond du canal latéral

On raccorde directement l'auge de réception au coursier donc on choisit la même la largeur que celui du coursier

$b=Q^{0.4}$ donc $b=339.45^{0.4}=10.29m$

On prend

B=10.3 m

On fait varier la largeur de l'auge de réception de 7 à 10 mètres comme le montre la figure suivante.

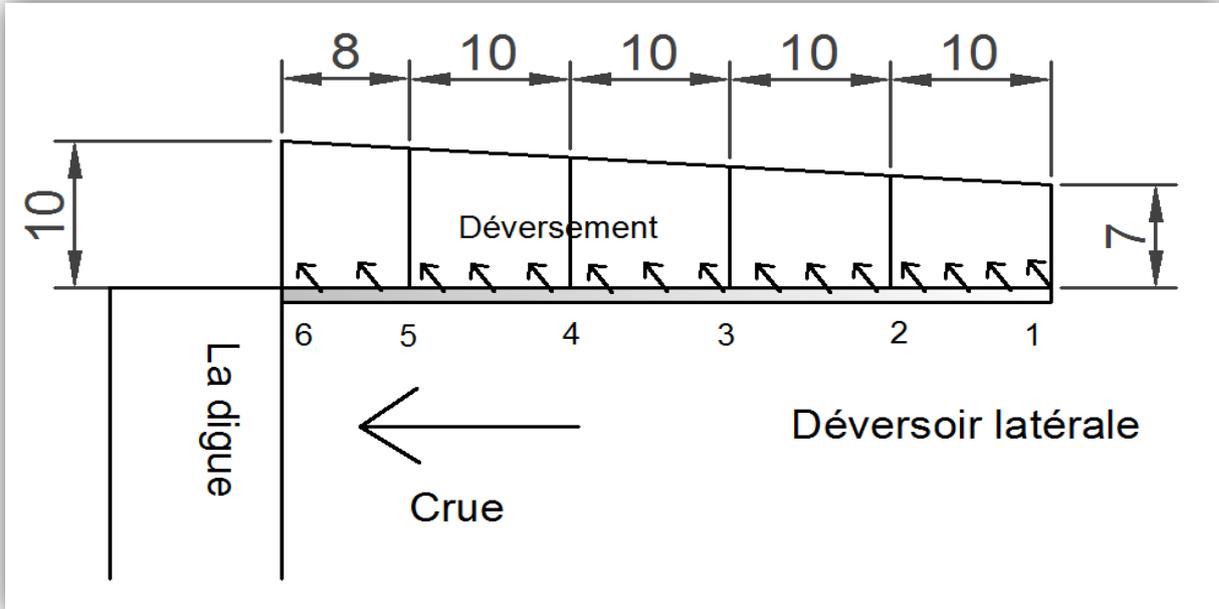


Figure IV.11 Vue en plan du canal latéral (auge de réception) divisé en tranches

IV.5.3.2 calcul de la ligne d'eau dans l'auge de réception:

Pour un béton ordinaire, on prend la vitesse admissible d'écoulement $V= 6$ m/s et le coefficient de rugosité de Manning $n= 0,016$ s/ m^{1/3}. Le coefficient de débit du seuil déversoir latéral est $m= 0,36$. La longueur déversante est 47.71 m, on prend 48 m. on admet aussi une pente de 0,5%.

La méthode: On va utiliser la méthode USBR I,

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

Tableau IV.15 Tableau récapitulatif des différences de côtes de la ligne d'eau et d'auge.

Section	x	Q(m3/s)	v (m/s)	b	h (m)	i	i moy	Δh (m)
5	48	339.45	6	10.3	1.83	0.00964452	0.0103653	0.08
4	40	284.554365	6	9.75	1.62	0.01108601	0.0125998	0.13
3	30	213.415774	6	9.0625	1.31	0.01411354	0.0172550	0.17
2	20	142.277182	6	8.375	0.94	0.02039646	0.0185382	0.19
1	10	71.1385912	4.5	7.6875	0.69	0.01667991	0.0427464	0.43
0	0	7.11385912	3	7	0.11	0.06881287		

Tableau IV.16 Tableau récapitulatif des côtes de la ligne d'eau et d'auge.

sections	ligne d'eau	Fond de l'auge
----------	-------------	----------------

1	48.71	46.00
2	45.69	41.00
3	45.50	40.50
4	45.33	40.00
5	45.20	39.50
6	45.12	39.00

Dans l'annexe cette figure on a présenté le profil longitudinal de la tranchée

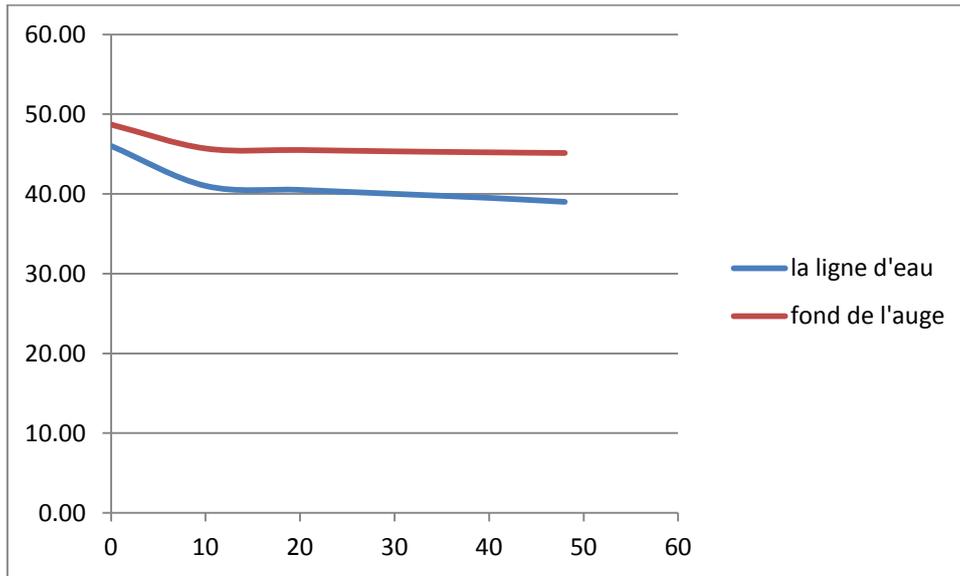


Figure IV.12 Profil en long du canal latéral (l'auge de réception).

IV.5.3.3 Détermination des hauteurs des murs bajoyers

Pour le déversoir est le canal latéral la hauteur des murs bajoyers doit être au même niveau que celle de la crête de la digue (50.31m).

IV.5.4 Coursier

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

IV.5.4.1 Calcul hydraulique

La 1^{er} partie du coursier a une pente de 0.3%, avec une longueur de 74 m, la rugosité $n=0,013$.

La 1^{er} partie du coursier a une pente de 0.38%, avec une longueur de 52 m, la rugosité $n=0,013$.

✓ Largeur du coursier

$$Bc = Q^{0.4}$$

$$Bc = 339.45^{0.4}$$

$$Bc = 10.23$$

On prend $Bc = 10.3$ m

Bc=10.3 m

✓ **Profondeur critique**

La profondeur critique pour une section rectangulaire est calculée par la formule suivante :

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{Q_{\max, p\%}^2}{g * b^2}}$$

Alors :

$$h_c = 4.8 \text{ m}$$

✓ **Pente critique**

La pente critique est donnée par la formule suivante :

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

Avec : $K = 1/n = 1/0,013 = 76,92$

$$I_{cr} = \left(\frac{339.45 * (10.3 + 2 * 4.8)^{2/3}}{76.92 * (10.3 * 4.8)^{5/3}} \right)^2$$

$$I_{cr} = 0.24\%$$

✓ **Profondeur normal**

Pour un écoulement uniforme la hauteur normale est déduite par la formule de Chézy :

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

Par itération on trouve :

$$h_n = 4.4 \text{ m}$$

On a : $h_n < h_c$ et $I_c < I_n$ alors le régime d'écoulement est torrentiel. (Type de courbe de remous S2).

$$✓ \text{ Nombre de Froude : } F = \frac{V}{\sqrt{g * h}} = \frac{339.45 / (10.3 * 4.4)}{\sqrt{9.81 * 4.4}}$$

$$F = 1.14$$

IV.5.4.2 Détermination de la hauteur des murs bajoyers

A l'amont du chenal d'écoulement la hauteur des murs bajoyers va atteindre le niveau de la crête de la digue ($N_{cr} = 50.31 \text{ m}$) qui correspond à une hauteur de 11.31 m.

A l'aval la hauteur est déterminée par :

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

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

$$Y_{av} = Y_{critique} = 4.8 \text{ m et } V_{av} = 5.87 \text{ m/s}$$

$$R = 0.06 + 0.05 * V_{av} * Y_{av}^{(1/3)} = 0.55 \text{ m.}$$

Donc $H_{baj} = 4.8 + 0.55 = 5.35 \text{ m.}$

On prend :

Baj=5.4 m

IV.5.4.3 Calcul de la ligne d'eau:

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

**B_c= 10.3 m, hn=4.4 m, hc=4.8 m et F=1.14 et l'écoulement est torrentiel
La rugosité : n=0,013. La longueur : L=74 m.**

- **Méthode indirecte d'intégration numérique**

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

$$dy / dx = (S_0 - S_f) / (1 - Fr^2)$$

Avec : S₀ : pente du fond.

S_f : pente de la ligne d'énergie.

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

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

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

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

Dans notre cas toujours y_i < y₀ (courbe de remous type **S2**).

Les résultats de calcul sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau IV.17 Calcul de ligne d'eau dans la 1^{ère} partie du coursier (2ème variante).

y	ymoy	Smoy	Pmoy	Rmoy	Fr ²	1-FR ²	n ² Q ² /A ² R ^{4/3}	I0-G1	DELTA x	L
4.8										
4.77	4.79	49.29	19.87	2.4804	1.0106	-0.0106	0.0024	0.0006	-0.8623	0

4.74	4.76	48.98	19.81	2.4723	1.0298	-0.0298	0.0024	0.0006	-2.6076	3
4.71	4.73	48.67	19.75	2.4642	1.0495	-0.0495	0.0025	0.0005	-4.6761	7
4.68	4.7	48.36	19.69	2.4560	1.0698	-0.0698	0.0025	0.0005	-7.1658	14
4.65	4.67	48.05	19.63	2.44776	1.0906	-0.091	0.0026	0.00044	-10.2184	25
4.62	4.64	47.74	19.57	2.43947	1.1119	-0.112	0.0026	0.0004	-14.0476	39
4.59	4.61	47.43	19.51	2.43114	1.1338	-0.134	0.0026	0.00035	-18.9907	58
4.55	4.57	47.12	19.449	2.42261	1.1566	-0.157	0.0027	0.0003	-15.9605	74

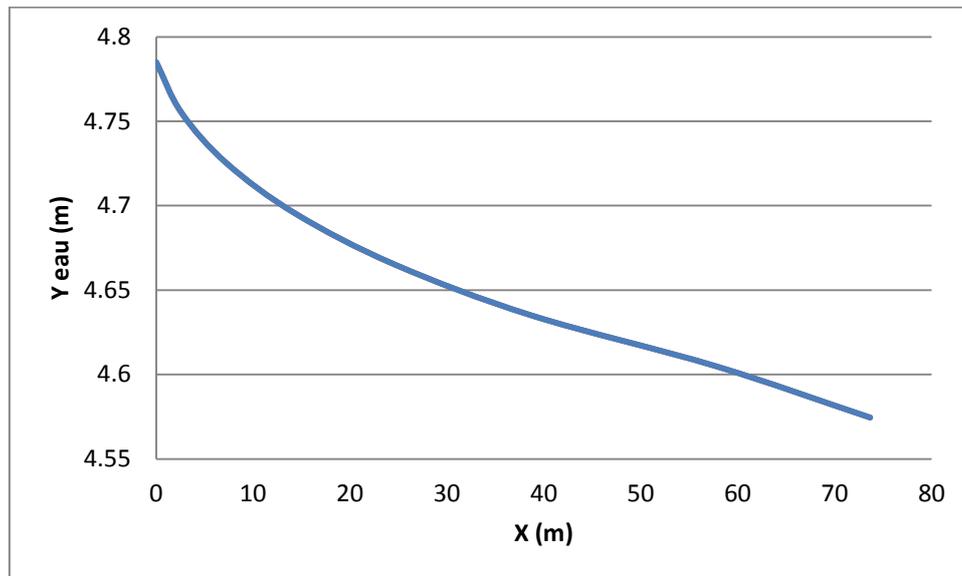


Figure IV.13 Graphique de la ligne d'eau dans la 1^{ère} partie du coursier (2ème variante).

Tableau IV.18 Calcul de ligne d'eau dans la 2^{ème} partie du coursier (2ème variante).

y	ymoy	Smoy	Pmoy	Rmoy	Fr ²	1-FR ²	n ² Q ² /A ² R ^{4/3}	I0-G1	DELTAx	L
4.555										
4.355	4.455	45.887	19.210	2.389	1.252	-0.252	0.003	0.377	-0.134	0.000
4.155	4.255	43.827	18.810	2.330	1.437	-0.437	0.003	0.377	-0.232	0.232
3.955	4.055	41.767	18.410	2.269	1.660	-0.660	0.004	0.376	-0.351	0.583
3.755	3.855	39.707	18.010	2.205	1.933	-0.933	0.004	0.376	-0.496	1.080
3.555	3.655	37.647	17.610	2.138	2.267	-1.267	0.005	0.375	-0.676	1.756
3.355	3.455	35.587	17.210	2.068	2.685	-1.685	0.006	0.374	-0.900	2.656
3.155	3.255	33.527	16.810	1.994	3.210	-2.210	0.007	0.373	-1.185	3.841
2.955	3.055	31.467	16.410	1.918	3.883	-2.883	0.008	0.372	-1.551	5.392
2.755	2.855	29.407	16.010	1.837	4.758	-3.758	0.010	0.370	-2.031	7.423
2.555	2.655	27.347	15.610	1.752	5.916	-4.916	0.012	0.368	-2.674	10.097
2.355	2.455	25.287	15.210	1.662	7.483	-6.483	0.015	0.365	-3.557	13.654
2.155	2.255	23.227	14.810	1.568	9.655	-8.655	0.020	0.360	-4.806	18.460
1.955	2.055	21.167	14.410	1.469	12.758	-11.758	0.026	0.354	-6.643	25.103
1.755	1.855	19.107	14.010	1.364	17.345	-16.345	0.035	0.345	-9.483	34.586
1.350	1.553	15.991	13.405	1.193	29.588	-28.588	0.060	0.320	-17.878	52.464

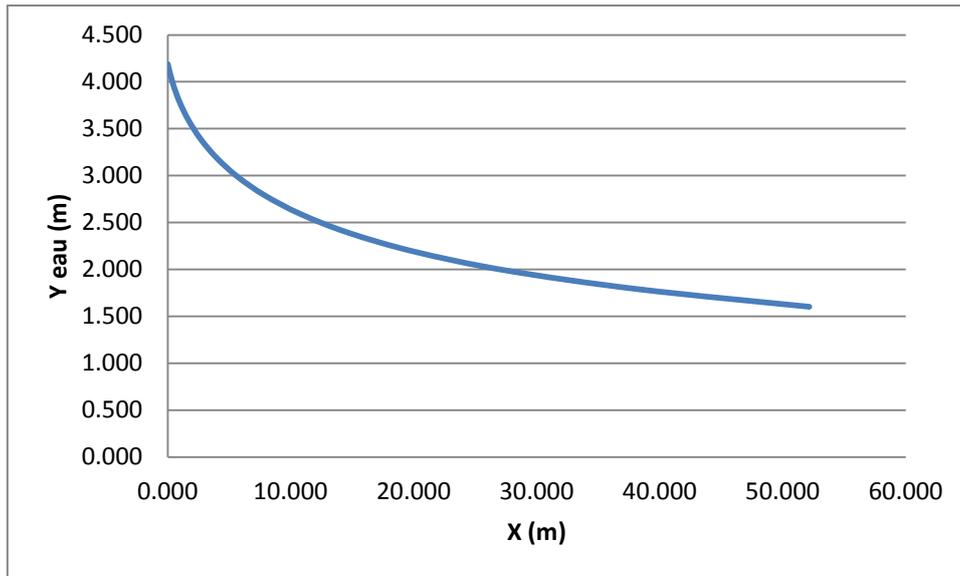


Figure IV.14 Graphique de la ligne d'eau dans la 2^{ème} partie du coursier (2ème variante).

IV.5.4.4 Détermination de la hauteur des murs bajoyers

Les hauteurs des murs bajoyers sont déterminées comme suit :

$$H_{baj} = H + R$$

Avec : R : Revanche (m).

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

Et d'après la ligne d'eau les hauteurs des murs varient dans chaque tronçon de coursier en fonction de la profondeur d'eau et la vitesse de l'écoulement.

Le calcul des hauteurs des murs sont représentées dans les tableaux suivants :

Tableau IV.19 Hauteur des murs bajoyers dans la 1^{ère} partie du coursier (2ème variante).

L (m)	H (m)	V	R (m)	H _{baj}
0.000	4.780	6.895	0.641	5.421
2.877	4.740	6.953	0.644	5.384
8.250	4.700	7.012	0.647	5.347
16.886	4.660	7.072	0.651	5.311
29.968	4.620	7.133	0.654	5.274
49.454	4.580	7.196	0.657	5.237
74	4.558	7.231	0.659	5.217

Tableau IV.20 Hauteur des murs bajoyers dans la 1^{ère} partie du coursier (2ème variante).

L (m)	H (m)	V	R (m)	H _{baj}
0.000	4.455	7.398	0.669	4.924
0.232	4.255	7.745	0.688	4.743
0.583	4.055	8.127	0.708	4.563
1.080	3.855	8.549	0.730	4.385
1.756	3.655	9.017	0.754	4.209
2.656	3.455	9.539	0.781	4.036

3.841	3.255	10.125	0.810	3.865
5.392	3.055	10.788	0.843	3.698
7.423	2.855	11.543	0.879	3.534
10.097	2.655	12.413	0.919	3.374
13.654	2.455	13.424	0.965	3.220
18.460	2.255	14.615	1.018	3.073
25.103	2.055	16.037	1.079	2.934
34.586	1.855	17.766	1.151	2.704
52.464	1.5525	21.228	1.289	1.289

IV.5.4.5 Vérification des phénomènes d'aération et les vagues roulantes le long de coursier

L'écoulement à grande vitesse dans le coursier présent un risque élevé de dégâts liés à l'érosion du fond suit à la cavitation, le phénomène d'aération commence à partir d'une section ou $V > V_{cr}$.

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

$$V_{cri} = 6.63 \cdot \sqrt{g \cdot R \cdot \cos \theta} \cdot \sqrt{1 + \frac{0.0011}{R^2} \cdot \left(1 + \frac{8.71 \cdot n}{R^{1/6}}\right)} \dots\dots\dots (IV.30)$$

- Avec : V_{cr} : La vitesse critique.
- R : Rayon hydraulique.
- n : Coefficient de rugosité. (n=0.013).

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

Tableau IV.21 Vérification de phénomène d'aération dans la 1^{ère} partis du coursier (2ème variante), 1^{ème} partie

Section	Y (m)	R (m)	V (m/s)	Vcr (m/s)	Vcr > V
0.000	4.780	2.47905337	6.89462567	35.6380544	Vérifier
2.877	4.740	2.46825076	6.95280816	35.5626188	Vérifier
8.250	4.700	2.45736041	7.011981	35.4863998	Vérifier
16.886	4.660	2.44638124	7.07216967	35.4093846	Vérifier
29.968	4.620	2.43531218	7.13340058	35.33156	Vérifier
49.454	4.580	2.42415211	7.19570102	35.2529126	Vérifier
73.957	4.558	2.41783415	7.2312256	35.2083068	Vérifier

Donc la condition de l'écoulement non aéré est vérifiée

Tableau IV.22 Vérification de phénomène d'aération dans la 2^{ème} partis du coursier (2ème variante), 1^{ème} partie

section	Y (m)	R (m)	V (m/s)	Vcr (m/s)	Vcr > V
0.000	4.455	2.38867777	7.3976006	34.0873197	Vérifier
0.232	4.255	2.32995747	7.74531391	33.6782154	Vérifier
0.583	4.055	2.2686855	8.12732692	33.2456847	Vérifier
1.080	3.855	2.20469184	8.54897813	32.7875279	Vérifier

1.756	3.655	2.13779103	9.01677447	32.301241	Vérifier
2.656	3.455	2.06778036	9.53872957	31.7839573	Vérifier
3.841	3.255	1.99443783	10.1248266	31.2323737	Vérifier
5.392	3.055	1.9175198	10.7876631	30.6426567	Vérifier
7.423	2.855	1.83675828	11.5433663	30.0103219	Vérifier
10.097	2.655	1.75185778	12.412923	29.3300752	Vérifier
13.654	2.455	1.66249178	13.4241591	28.5956002	Vérifier
18.460	2.255	1.56829845	14.6147719	27.7992701	Vérifier
25.103	2.055	1.46887578	16.0371342	26.9317428	Vérifier
34.586	1.855	1.36377587	17.7662052	25.9813804	Vérifier
52.464	1.553	1.19289444	21.2278974	24.3524146	Vérifier

Donc la condition de l'écoulement non aéré est vérifiée

IV.5.5 Dissipateur d'énergie (saut de ski)

Il existe plusieurs types d'ouvrage de restitution et dont le choix d'utilisation est fonction des critères technique et économique. Pour cette variante, un saut de ski s'avère intéressant vu la topographie (afin d'éviter des quantités énorme d'excavation), et le gain de béton éventuel pour un bassin d'amortissement (en comparant avec bassin de type USBR). Le principe consiste à installer, en bas du coursier, un bec relançant l'eau vers le haut suivant un angle θ .

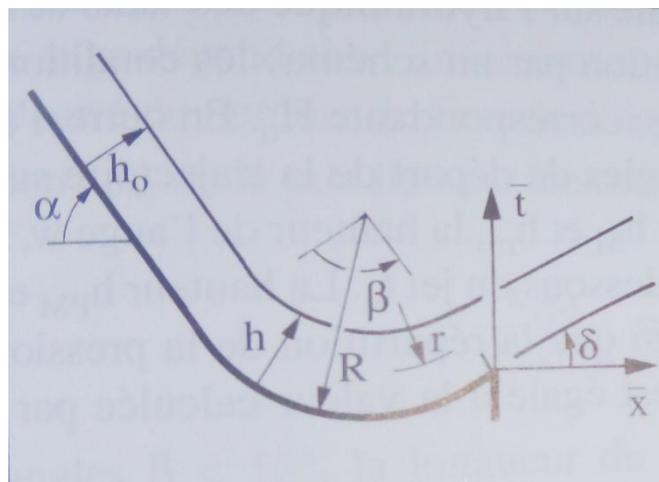


Figure IV.15 Auge de dissipation <saut de ski> (Wili H. Hager & Schleiss, 2009)

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

On distingue deux cas d'écoulement, le premier cas apparaît pour des débits relativement faibles et se manifeste par un ressaut hydraulique et un déversement à son extrémité aval, le deuxième cas est celui du jet qui s'élance vraiment dans l'air et dont la zone d'impact se trouve loin à l'aval.

IV.5.5.1 Dimensionnement du dissipateur

Le dimensionnement du dissipateur consiste à répondre aux questions suivantes :

- ✓ Quelles sont les hauteurs avales extrêmes qui permettent un dimensionnement satisfaisant du dissipateur ?
- ✓ Quel est le rayon de courbure R (rayon minimum nécessaire) ?

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

IV.5.5.2 Caractéristique de l'écoulement

Au préalable, il est nécessaire de déterminer les caractéristiques de l'écoulement à l'amont (au niveau de l'auge).

- ✓ le débit unitaire : $q_1 = 32.95 \text{ m}^2/\text{s}$.
- ✓ la hauteur d'eau à l'amont : $h_1 = 1.55 \text{ m}$.
- ✓ La vitesse : $V=Q/(B*h_1)$ $V=21.26 \text{ m/s}$.

Le nombre de Froude : $F = \frac{V}{\sqrt{g*h_1}}$

F=5.45

- ✓ La charge d'eau : $H_1=h_1+V^2/2g$

H₁=24.58

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

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

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

$\Delta P_f = \frac{F^2 \rho g h_1^2}{R}$ (IV.31)

Avec : R : Rayon de courbure de l'auge qui dépend du nombre de Froude

F = 1.11, l'abaque N° 4 – annexe 3 donne

$\frac{R_{min}}{H_1} = 0,23$, Donc : $R_{min} = H_1 * 0,23 = 21.26 * 0,23 = 4.89 \text{ m}$.

On prend

R=5 m

D'où : $\Delta P_f = 140 \text{ KN/m}^2$

L'auge de dissipateur du saut de ski sera munie de dents cette variante se distingue de la variante sans dents, car elle est plus favorable du point de vue dissipation.

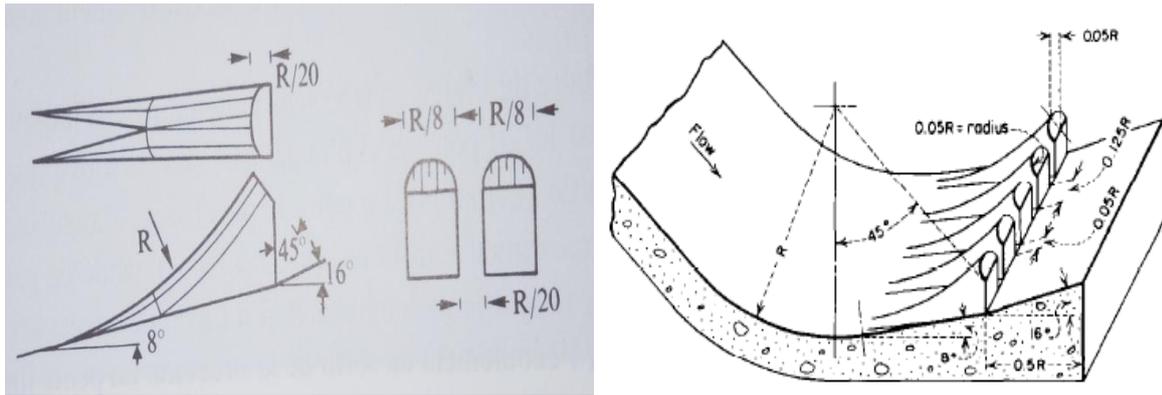


Figure IV.16 dent du dissipateur à auge USBR (Wili H. Hager & Schleiss, 2009)

La largeur d'une dent est :

$$R/8 = 0.63$$

L'espace libre entre les dents est : $R/20$

$$R/2 = 0.25$$

Le point le plus bas de l'auge se trouve à 0,3 m ou dessous du radier à une longueur de $R/2 = 2.5$ m à l'aval des dents, sert à faire jaillir le jet et uniformiser l'écoulement à la sortie de la structure.

IV.5.5.3 Détermination des longueurs de trajectoire de jet

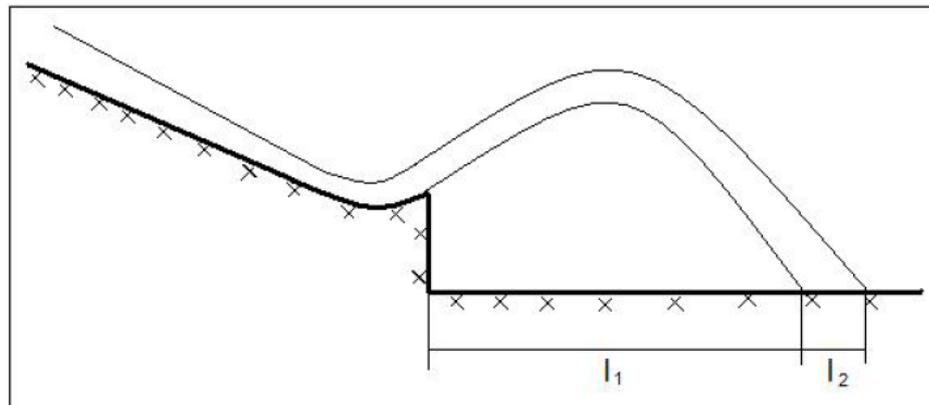


Figure IV.17 Schéma explicatif des longueurs de trajectoire

$$l_1 = \frac{v_1^2}{2g} \cos \alpha \left(\sin \alpha + \sqrt{\frac{2g(p + \frac{h}{2})}{v_1^2} + \sin \alpha} \right) \dots \dots \dots (IV.32)$$

On prend : $p = 1$ m ;

$\alpha = 16^\circ$ (voir figure IV.16)

V_1 : La vitesse à l'entrée de l'auge (m/s).

A.N :

$$l_1 = 19.26$$

$$l_2 = L \cos \theta \dots\dots\dots (IV.33)$$

Avec :

$$L = 1,4 \cdot q \cdot \log \frac{V_1}{V_x \cdot a} \dots\dots\dots (IV.34)$$

Avec :

V_1 : La vitesse à l'entrée de l'auge (m/s).

V_x : la composante horizontale de la vitesse d'entrée de l'auge (m/s).

q : Débit spécifique

$q=32.95 \text{ m}^2/\text{s}$

a : Coefficient empirique de Vitesse = 0,75

$$V_1 = \sqrt{V_x^2 + V_y^2} \dots\dots\dots (IV.35)$$

Avec $V_x = V_1 \cdot \Psi$

Où : Ψ : coefficient de vitesse : $\Psi = 0,95$ $V_1=21.26 \text{ m/s}$.

Ce qui donne : $V_x = 20.2 \text{ m/s}$.

A.N :

$L=6.79 \text{ m}$

$$\tan \theta = \sqrt{\tan^2 \alpha + \frac{2g(p+\frac{h}{2})}{V_1^2 \cdot \cos \alpha}} \dots\dots\dots (IV.36)$$

A.N : $\theta = 21.95^\circ$

D'où : $l_2 = 6.3 \text{ m}$.

Donc : $l = l_1 + l_2 = 19.26 + 6.3 = 25.56 \approx 26 \text{ m}$.

$l=26\text{m}$

IV.5.5.4 Détermination des profondeurs à l'aval

$F_1=5.45$ et $\frac{R_{\min}}{H_1} = 0,23$

D'après l'abaque 05 – annexe 3



$Y_{\min}= 8\text{m}$

$Y_{\min}=h_{2\min} / h_1 \Rightarrow h_{2\min} = h_1 \cdot Y_{\min} = 1.55 * 8 = 12.4 \text{ m}$.



$Y_{\max}=8.9 \text{ m}$

$$Y_{\max} = h_{2\max} / h_1 \Rightarrow h_{2\max} = h_1 \cdot Y_{\max} = 1.55 \cdot 8.9$$

$h_{2\max} = 13.8 \text{ m}$

Les hauteurs aval peuvent varier entre 12.4 et 13,8 m, mesuré à partir du point le plus bas de l'auge.

IV.5.6 Dimensionnement du bassin de restitution

La chute d'une nappe déversant dans un bassin contenant une épaisseur d'eau suffisante est un excellent moyen d'absorber l'énergie.

Pour notre cas nous utilisons un bassin de plongée selon USBR

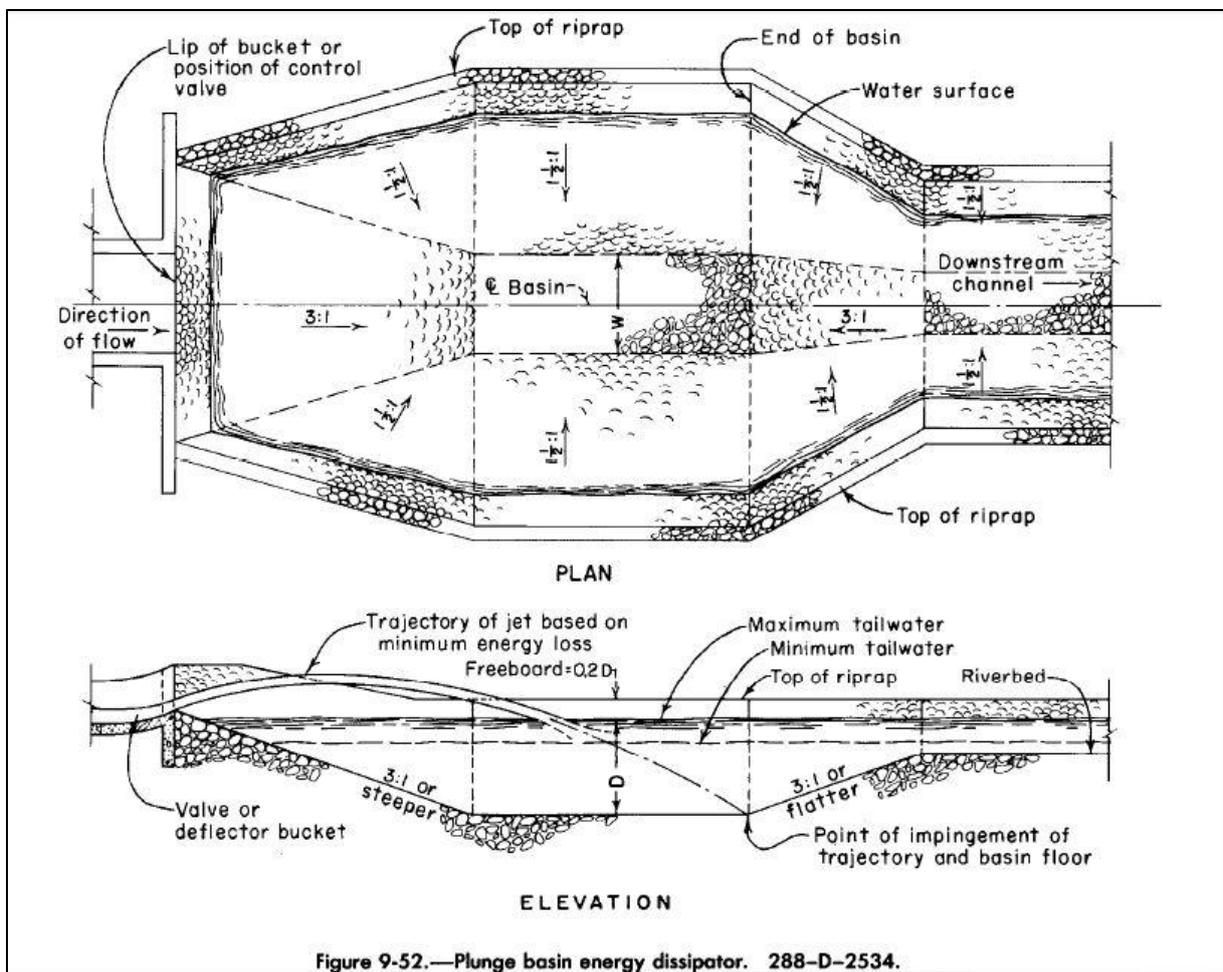


Figure IV.18 Bassin plongé de type USBR (Design of small dams, 1987)

IV.5.6.1 Détermination de la profondeur de la fosse d'amortissement

$$D = 1,32H^{0,225} q^{0,54} \dots\dots\dots (IV.37)$$

Avec : q : débit spécifique (m2/s)

H : différence de cote entre NPHE et cote d'eau aval = 48.71-12.4.

$D = 15.43 \text{ m}$

IV.6 Conclusion

A la base des résultats obtenus de l'étude l'ouvrage d'évacuation de crues du barrage KISSIR, des deux variantes sont possibles coté technique mais La variante de l'évacuateur de crues latérale à entonnement frontale présente un cout un peux plus élever, à cause de la largeur du coursier, la largeur du bassin de dissipation ainsi que sa longueur qui sont plus grande que celui de la 2^{ème} variante. Le choix est orienté vers la 2^{ème} variante (Evacuateur de crues latérale à entonnement latérale). Ou le déversoir est convenablement situé par rapport au barrage et au versant naturel droit

V. INTRODUCTION

Après avoir dimensionné l'évacuateur de crue dans le chapitre précédant, nous allons calculer dans le présent chapitre la stabilité et le ferrailage des éléments de l'évacuateur de crues qui sera construit en béton armé afin qu'il résiste aux différentes charges et sollicitations : la poussée des terres, la poussée hydrostatique de l'eau, le poids propre de la structure,...etc.

V.1 ETUDE DE STABILITE

L'évaluation statique du corps du déversoir consiste dans la détermination de la stabilité renversement, au poinçonnement et au glissement suivant la surface de contact béton-roche d'assise. A fin de trouver les dimensions des éléments de l'évacuateur de crues après avoir été proposé.

V.1.1 Stabilité de déversoir

Le calcul de stabilité de déversoir se fait pour une hauteur déversante maximale $H_d=2.71$ m.

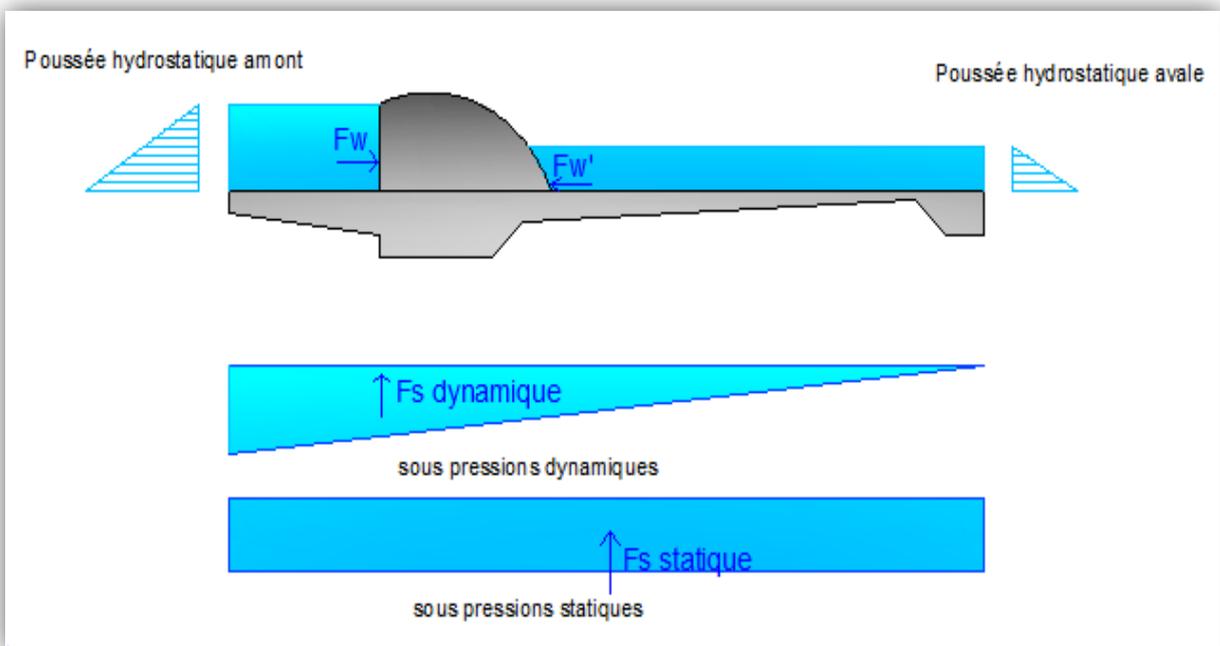


Figure V.01 Répartition des forces horizontales et verticales agissantes sur le déversoir.

• **Pré-dimensionnement de l'ouvrage**

La première étape consiste à pré dimensionné le radier du déversoir avec la vérification des infiltrations par la méthode de contour linéaire « méthode de Bligh ».

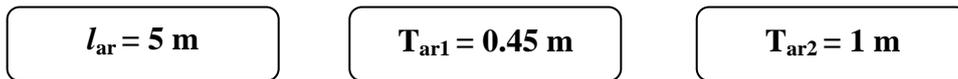
$$H_1 = P + H_{dev} = 2,71 + 2 \dots\dots\dots(V.01)$$

$H_1=4.71 \text{ m}$

➤ *Avant radier :*

- Longueur : $l_{ar} = (0 \div 2) * h_1$.
- Epaisseurs: on à
 $h_1 \leq 5m \rightarrow T_{ar1} = (0.4 \div 0.5)m$
 $5 < h_1 \leq 10m \rightarrow T_{ar1} = (0.4 \div 0.6)m$
 $h_1 \geq 10m \rightarrow T_{ar1} = 0.75m$
 Et : $T_{ar2} = 0.75 + 0.05H_1$.

A.N :



➤ **Radier :**

- Longueur : $L_r = (3 \div 5) * H_1$
- Epaisseurs :

$$T_{r1} = (0.25 \div 0.30) * H_1,$$

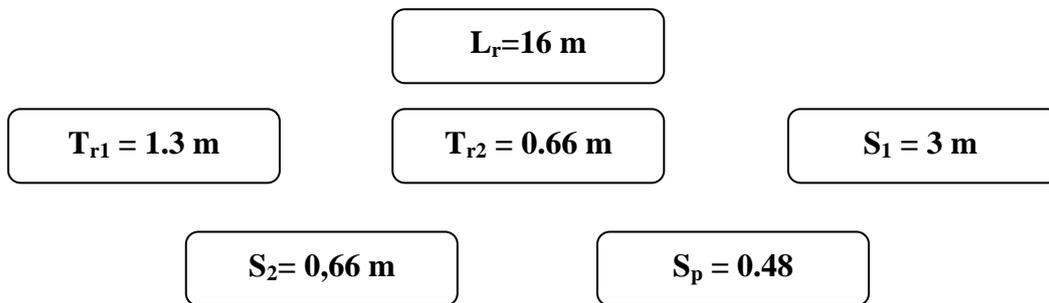
$$T_{r2} = (0.13 \div 0.15) * H_1,$$

$$S_1 = (2 \div 7) m$$

$$S_2 = T_{r2}$$

$$S_p = (0.02 \div 0.05) * L_r$$

A.N :



- **Méthode de contour linéaire : (Méthode de Bligh).**

L'hypothèse de cette méthode :

- le sol est homogène. On suppose qu'elle est vérifiée.
- la répartition des sous pression est considérer linéaire.
- la condition à vérifier est que la longueur de contour déployé (LCD) est supérieure à la longueur de contour théorique de Bligh ($LC_{Théorique}$).

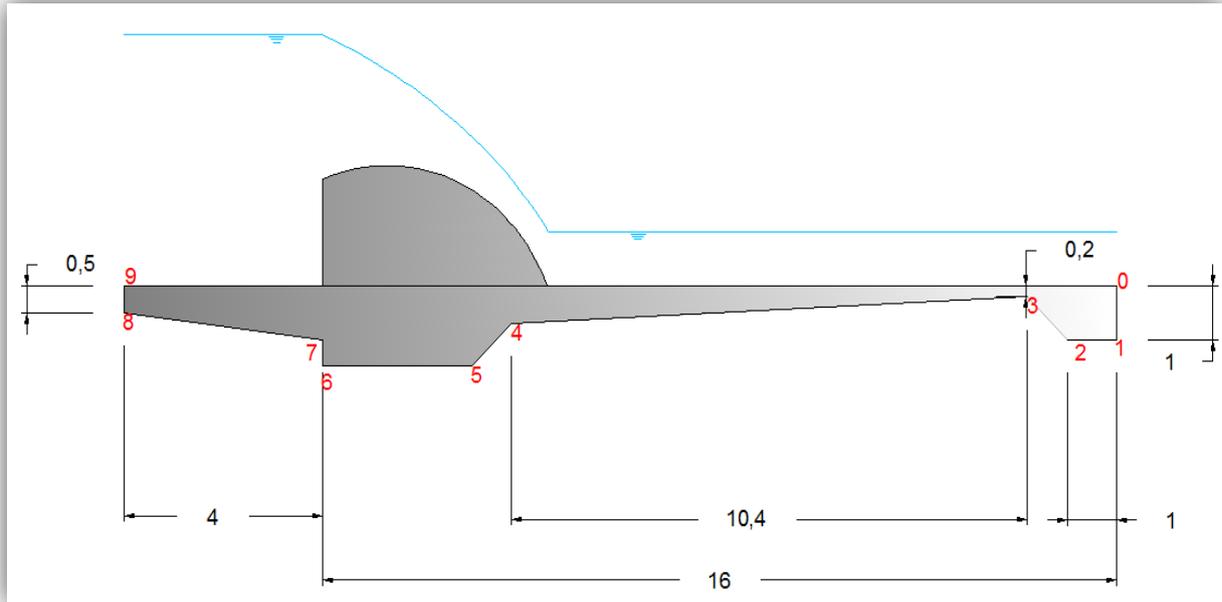


Figure V.02 Prédimensionnement du déversoir.

Avec :

$$LC_{théorique} = \Delta H * C \dots\dots\dots (V.02)$$

(C = 3, Coefficient de proportionnalité en fonction de type de sol).

$$\Delta H = H_1 - H_2 = 4.71 - 1.02 = 3.69 \text{ m.}$$

$$LC_{théorique} = 3,69 * 3$$

$LC_{théorique} = 11.07$

$$LCD = 0.45 + 4.04 + 0.3 + 3 + 0.68 + 11.4 + 0.68 + 0.66 + 0.66$$

$L_{RCD} = 21.87 \text{ m}$

$LCD > LC_{théorique}$. Alors la condition de Bligh est vérifiée.

Maintenant on doit les corrigée avec les épaisseurs de Bligh que on calcul comme suivante :

$$h_x = \frac{\Delta H}{L_{RCD}} * L_x \dots\dots\dots (V.03)$$

$$t_x = n * \left(\frac{\gamma_w}{\gamma_b - \gamma_w} \right) * h_x \dots\dots\dots$$

(V.04)

Avec :

- t_x : épaisseur de radier (de Bligh).
- γ_w : Poids spécifique de l'eau. ($\gamma_w = 1000 \text{ Kg/m}^3$).
- γ_b : Poids spécifique de béton. ($\gamma_b = 2400 \text{ Kg/m}^3$).

-n : coefficient de sécurité varie en fonction de classe de l'ouvrage ;(n=0.85/1.25)

On prend : n = 1.2

Tableau V.01 Calcul des sous pressions par la méthode de Bligh.

Point	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
$l_x(m)$	0	0.66	1.32	2	13.4	14.08	17.08	17.38	21.42	21.87
$h_x(m)$	0	0.11	0.22	0.34	2.26	2.38	2.88	2.93	3.62	3.69
$T_{BILIGH}(m)$	0	0.10	0.19	0.29	1.94	2.04	2.47	2.51	3.10	3.16
$T_{pré}(m)$	0	0.66	0.66	0.18	0.82	1.3	1.3	1	0.45	0
$T_d(m)$	0	1	1	0.2	1	1.5	1.5	1	0.5	0

• Calcul des forces

1) Forces verticales

- **Sous pressions dynamiques** : qui agit sur toute la fondation (radier + avant radier):

$$F_{sp}^h = \gamma_w * S_{sp}^h * l \tag{V.05}$$

Avec : S_{sp}^h : Epure des sous pressions. ($S_{sp}^h = \frac{21.87 * 3.69}{2} = 40.35 \text{ m}^2$) ;

Et l : largeur de déversoir .

$F_{sp}^h = 40.35 \text{ t}$

• Détermination des sous pression qui agit sur le radier :

Le diagramme des sous pression dynamiques est représenté par un triangle :

$$F_{spr} = S' * \gamma_w * l = 31.54 * 1 * 1 \text{ ml} = \mathbf{31.54 \text{ t}}$$

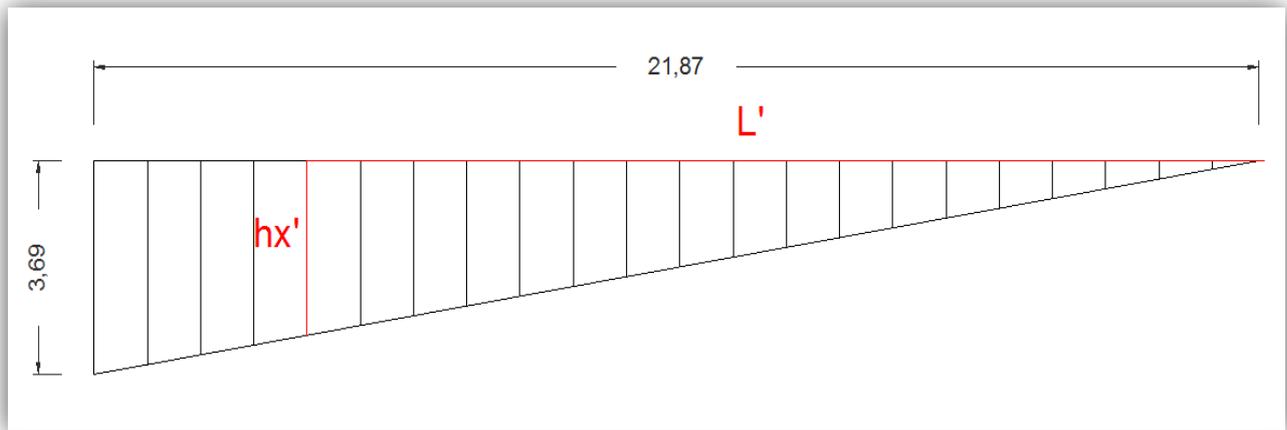


Figure V.03 Epure des sous pressions dynamiques

- **Sous pressions statiques**

$$F_{sp}^S = \gamma_w * S_{sp}^S * l \tag{V.06}$$

Avec : S_{sp}^S : Epure des sous pressions statique. ($S_{sp}^S = L_{radier} * h_{aval} = 16 * 1.02 = 16.32 \text{ m}^2$).

Alors :

$F_{sp}^S = 16.32 \text{ t}$

- Poids de rideau

$$P_r = \gamma_d * S_d * l \dots\dots\dots (V.07)$$

Avec : S_d : section transversale du déversoir = 7.58 m²

$$P_r = 18.19 \text{ t}$$

- Poids de la semelle

$$P_s = \gamma_d * S_s * l \dots\dots\dots (V.08)$$

Avec : S_s : Surface de la semelle ; ($S_s = 15.62 \text{ m}^2$).

Alors :

$$P_s = 37.49 \text{ t}$$

- Poids de l'eau amont

$$P_w = \gamma_w * S_w * l \dots\dots\dots (V.09)$$

Avec : S_w : Surface de l'eau en amont. ($S_w = 4 * 2 = 8 \text{ m}^2$) ;

Alors :

$$P_w = 8 \text{ t}$$

- Poids de l'eau aval :

$$P'_w = \gamma_w * S'_w * l \dots\dots\dots (V.10)$$

Avec : S'_w : Surface de l'eau en amont. ($S'_w = 11.5 * 1.02 = 11.73 \text{ m}^2$) ;

Alors :

$$P'_w = 11.73 \text{ t}$$

2) Forces horizontales

- Poussée de l'eau amont :

$$F_w = 1/2 \gamma_w \cdot h_{amo}^2 \dots\dots\dots (V.11)$$

$$= 1/2 * 1000 * 2^2 = 2 \text{ t.}$$

Alors :

$$F_w = 2 \text{ t}$$

- Poussée de l'eau aval :

$$F'_w = 1/2 \gamma_w \cdot h_{ava}^2 \dots\dots\dots (V.12)$$

$$= 1/2 * 1000 * 1.02^2$$

Alors :

$$F'_w = 0.52 \text{ t}$$

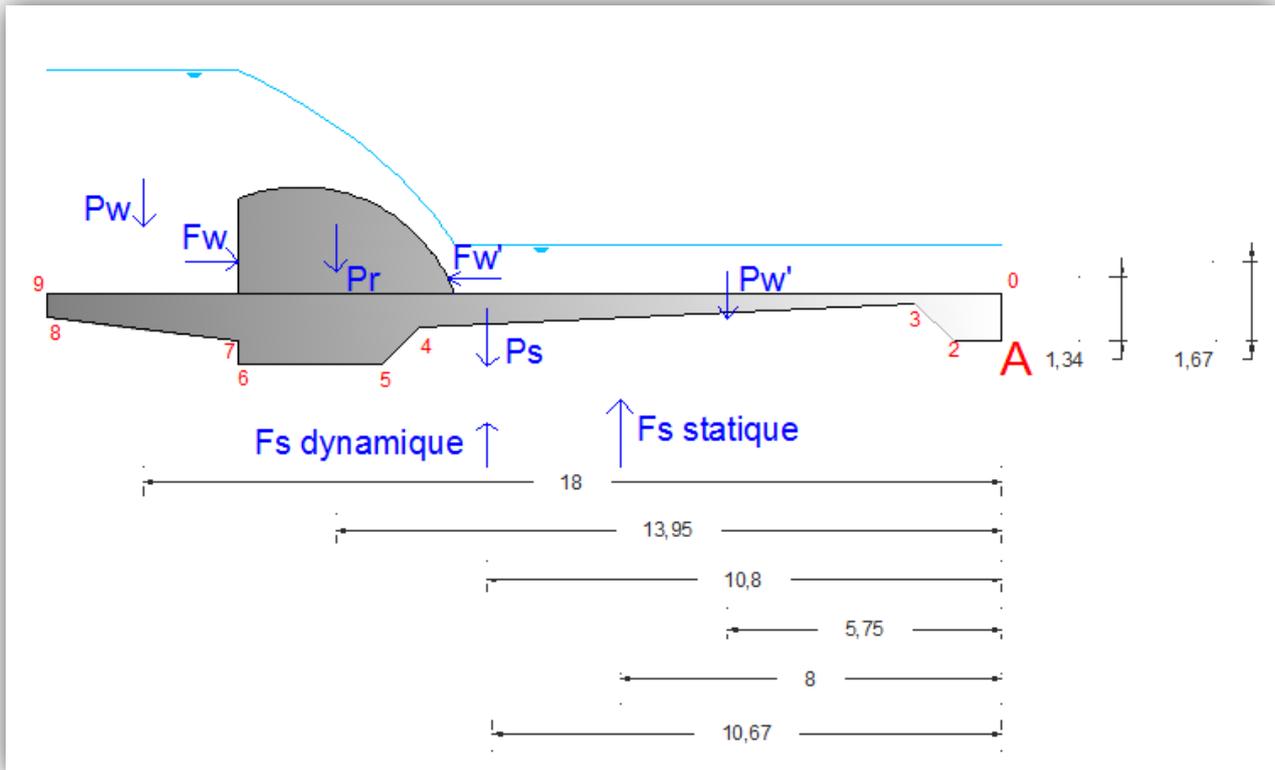


Figure V.04 Les forces agissantes sur le déversoir et la semelle

V.1.1.1 Stabilité au renversement

Le but ici consiste à vérifier que sous l'effet des différents charges horizontales et verticales sur l'ouvrage ne pivote pas autour l'axe A, la condition est :

$$\frac{Ms}{Md} > 1,5$$

Avec : Ms : somme des moments des forces stabilisatrices.

Md : somme des moments des forces déstabilisatrices.

$$Ms = P_w * 18 + P_r * 13.95 + P_s * 10.08 + P'_w * 5.75 + F'_w * 1.34$$

$$= 8 * 18 + 18.19 * 13.95 + 37.49 * 10.8 + 11.73 * 5.75 + 0.52 * 1.34$$

Ms = 870.79t.m

$$Md = F_w * 1.67 + F_{sp}^s * 8 + F_{sp}^d * 10.67$$

$$= 2 * 1.67 + 16.32 * 8 + 31.54 * 10.67 = 470.43t.m$$

Md = 470.43t.m

$$\frac{Ms}{Md} = \frac{870.79}{470.43} = 1.85 > 1,5$$

➤ La stabilité au renversement est vérifiée.

V.1.1.2 Stabilité au glissement

Pour que l'ouvrage soit stable au glissement il faut que:

$$\frac{\tan \theta * \sum Fv + C * S}{\sum Fh} \geq 1,2 \dots\dots\dots (V.13)$$

C : Cohésion (C=50 kpa =50 KN/m²)

θ : angle de frottement (θ= 26°)

S : la largeur du radier * 1 m unitaire de longueur = 4,5 m².

$$\sum Fh = F_w - F'_w = 2 - 0,52 = 1.48 t$$

$$\sum_i Fh = 14.8 KN$$

$$\sum Fv = -F_{sp}^h - F_{sp}^s + P_r + P_s + P_w + p_w = -40.55 - 16.32 + 18.16 + 37.49 + 11.73 + 8 = 18.71 t = 187.1 KN$$

$$\sum_i Fv = 187.1 KN$$

$$\frac{\tan \theta * \sum Fv + C * S}{\sum Fh} = \frac{\tan 26 * (187.1) + 50 * 16}{14.8} = 6.02 > 1,2$$

➤ la stabilité au glissement est vérifiée.

V.1.1.3 Stabilité au poinçonnement

On dit que le déversoir est stable au poinçonnement si la contrainte transmise par le radier de l'ouvrage est inférieur à la contrainte de sol.

- **La capacité portante du sol :**

$$\sigma_{portante} = 0,5 * b * \gamma * N_\gamma + C * N_C + \gamma * D * N_q \dots\dots\dots (V.14)$$

avec : b= la largeur du radier = 16 m, γ : poids volumique du sol = 1,95

C= la cohésion=50 KN/m² D : l'ancrage = t_{ar}=1,3 m.

N_γ,N_C,N_q : Facteurs de portance de TERZAGUI dépendent de l'angle de frottement,

Pour θ = 26° : N_γ = 12.54 , N_C = 22.25 , N_q=11.85

$$\sigma_{portante} = 0.5 * 16 * 1.95 * 12.54 / 1000 + 50 * 22.25 + 1.95 * 1.3 * 11.85 / 1000$$

$$\sigma_{portante} = 111.27 bar$$

- **Contraintes maximales et minimales de radier :**

$$\sigma_1 = \frac{N}{100\beta} + \frac{6.M_G}{100\beta^2} \dots\dots\dots (V.15)$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{100\beta} - \frac{6.M_G}{100\beta^2}$$

Avec : N = ∑ F_v : Somme des forces verticales.

M_G : Somme des moments par rapport au centre de gravité du radier.

β : Largeur de radier de déversoir en cm.

$$N=18.71t$$

$$\text{Et } M_G = 8*7.2+18.19*3.15-11.73*5.05+0.52*0.61-2*9.13+16.32*2.8+31.54*0.13 \\ = 87.51 \text{ t.m.}$$

$$M_G = 87.51t.m$$

Donc :

$$\sigma_1=0,225 \text{ bar}$$

$$\sigma_2 = -0,038\text{bar}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1+\sigma_2}{4} = \frac{3*0,225-0,038}{4} = 0,159\text{bar} < \sigma_{\text{sol}}$$

- La stabilité au poinçonnement est vérifiée.
- La stabilité du déversoir au renversement, poinçonnement et au glissement sont vérifiées donc les dimensions choisis sont convenables.

V.1.2 Stabilité des murs bajoyers

✓ Pré dimensionnement de l'ouvrage

$$H=5.5m.$$

$$B_1(\text{semelle arrière})=H/3 \approx 2m.$$

$$B_2(\text{semelle avant}) = B_{\text{coursier}}/2 \text{ On prend } B_2=5.15m.$$

Les épaisseurs des murs :

$$e_1 = H/10 = 60 \text{ cm}$$

$$e_2 = 15 \text{ à } 30 \text{ cm, on prend : } e_2 = 30 \text{ cm}$$

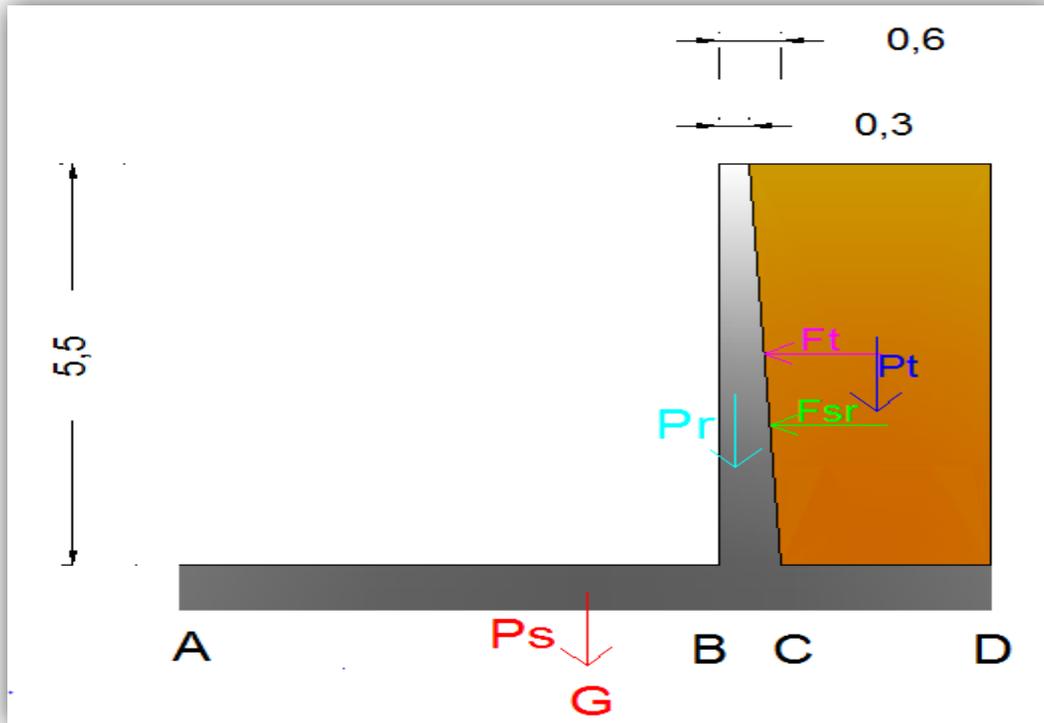


Figure V.05 Les forces agissantes sur le mur des bajoyers.

• Calcul des forces

1) Forces verticales

- Poids du rideau :

$$Pr = \gamma_b \cdot V_r \dots\dots\dots (V.16)$$

avec : V_r : Volume du rideau pour 1 m, γ_b : Poids volumique du béton $\gamma_b = 2,4 \text{ t/m}^3$

$$V_r = 0,45 \cdot 5,5 \cdot 1 = 2,475 \text{ m}^3.$$

$$P_r = 2,475 \cdot 2,4$$

$P_r = 5.94 \text{ t}$

- Poids de la semelle :

$$P_s = \gamma_b \cdot V_s \dots\dots\dots (V.17)$$

avec : V_s : volume de la semelle pour 1 m

$$V_s = 7,75 \cdot 0,6 \cdot 1 = 4,65 \text{ m}^3.$$

$$P_s = 4,65 \cdot 2,4$$

$P_s = 11.16 \text{ t}$

- Poids des terres sur la semelle:

$$P_t = \gamma_s \cdot V_t \dots\dots\dots (V.18)$$

$V_t = 2,15 \cdot 5,5 \cdot 1 = 11,825 \text{ m}^3$. γ_s : Poids volumique du sol $\gamma_s = 1,95 \text{ t/m}^3$

$$P_t = 11,825 \cdot 1,95$$

$P_t = 23.06 \text{ t}$

- Poids des surcharges :

$$P_{sr} = S_r \cdot l_s \dots\dots\dots (V.19)$$

avec : S_r : surcharge ; $S_r = 1 \text{ t/m}^2$

$$P_{sr} = 1 \cdot 2,6 \cdot 1$$

$P_{sr} = 2.6 \text{ t}$

2) Forces horizontales

- **Poussée des terres :**

$$F_t = A_p \cdot \gamma t \cdot H^2/2 \cdot l \dots\dots\dots (V.20)$$

Avec : $A_p = \text{tg}^2 (\pi/4 - \varphi/2)$; $\varphi = 26^\circ \Rightarrow A_p=0,39$

H : hauteur des terres = 5.5+0,6=6.1

F_t=14.15 t

- **Poussée des surcharges:**

$$F_{sr} = A_p \cdot S_r \cdot H \dots\dots\dots (V.21)$$

Avec : $S_r = 2.6 \text{ t/m}^2$

F_{sr}=6.18 t

Nous allons faire le calcul pour le cas e plus défavorable (canal vide).

V.1.2.1 Stabilité au renversement

Pour que le mur soit stable au renversement, il faut que la condition suivante soit Vérifiée :

Ms/Md > 1,5. Où les deux moments sont calculés par rapport au point A.

Les moments stabilisateurs :

$$M_s = P_r * 6.056 + P_s * 5.383 + P_{sr} * 6.2 + P_t * 5.567$$

$$= 5.94*6.056+11.16*5.383+2.6*6.2+ 23.06*5.567$$

Ms=240.54t

Les moments déstabilisateurs :

$$M_d = F_t * E + F_{sr} * F$$

$$= 14.15* 2.033 + 6.18* 3.05$$

Md=47.62t

Ms>>>Md

➤ La stabilité au renversement est vérifiée.

V.1.2.2 Stabilité au glissement

Pour que l'ouvrage soit stable au glissement :

$$\frac{\tan \theta * \sum Fv + C * S}{\sum Fh} \geq 1,2$$

C : Cohésion (C=50 kpa =50 KN/m²)

θ : angle de frottement (θ= 26°)

S : la largueur de la semelle * 1 m unitaire de longueur = 7.65 m².

$$\sum Fv = P_r + P_s + P_{sr} + P_t = 5.94 + 11.16 + 23.06 + 2.6 = 43.3 t$$

$$\sum Fv = 433 KN$$

$$\sum Fh = F_t + F_{sr} = 14.15 + 6.18 = 20.33 t$$

$$\sum Fh = 203.3 KN$$

$$\frac{\tan \theta * \sum Fv + C * S}{\sum Fh} = \frac{\tan 26 * (433) + 50 * 7.75}{203.3} = 2.94 \gg 1,2$$

Alors la stabilité au glissement est vérifiée.

V.1.2.3 Stabilité au poinçonnement

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{B} + \frac{M}{W}$$

$$B=7.75 m,$$

$$N=43.3 t$$

$$M_G = 5.94*2.231+23.06*2.375+2.6*1.742-14.15*1.733-6.18*2.751$$

$$M_G=30.88t$$

Donc:

$$\sigma_1=0,867 bar$$

$$\sigma_2= 0,25 bar$$

$\sigma \ll 150 bar.$

- La stabilité du mur bayer au poinçonnement est vérifiée.
- La stabilité du mur bajoyers au renversement, poinçonnement et au glissement, sont vérifiées donc les dimensions choisis sont convenables.

V.2 Calcul de ferrailage

V.2.1 Ferrailage de rideau de coursier

Le rideau est calculé comme une console encastrée dans la semelle (ou comme un mur de soutènement), sur lequel s'exercent deux poussées, celles des terres et celles des surcharges.

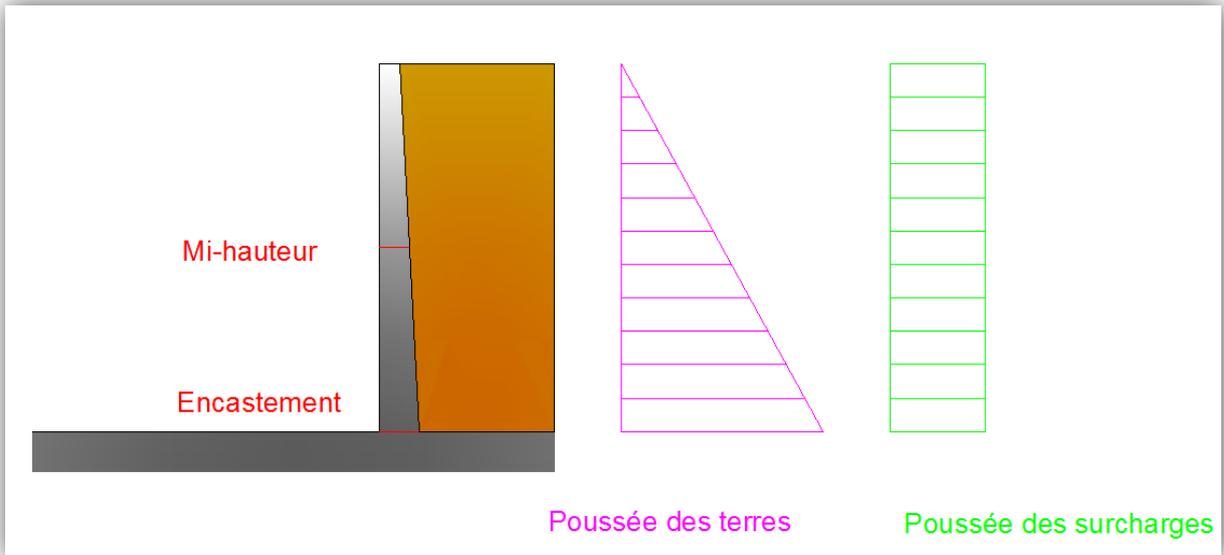


Figure V.06 Calcul de ferrailage du coursier.

V.2.1.1 Calcul des moments

Le calcul des aciers de rideau se fait à l'encastrement et à demi hauteur :

➤ A l'encastrement :

Poussée des terres : $M_t = 1,35 * F_t * (H/3) = 1,35 * 14,15 * (5,5/3)$

$M_t = 35,02 \text{ t.m}$

Poussée des surcharges : $M_{sr} = 1,5 * F_{sr} * (H/2) = 1,5 * 6,18 * (5,5/2)$

$M_{sr} = 25,49 \text{ t.m}$

1,35 : Coefficient de pondération pour les charges permanentes.

1,5 : Coefficient de pondération pour les charges supplémentaires.

$M_e = M_t + M_{sr}$

$M_e = 60,51 \text{ t.m}$

➤ Le moment d'encastrement à h/2 du rideau :

$M_{eh/2} = 1,35 M_{eh/2}^{Ft} + 1,5 M_{eh/2}^{Fst}$

$M_{eh/2}^{Ft} = F_{th/2} \times 1,78 = 2,87 \times 0,92$

$M_{eh/2}^{Ft} = 2,56 \text{ t.m}$

$M_{eh/2}^{Fst} = F_{srh/2} \times 1,75 = 2,79 \times 1,375$

$M_{eh/2}^{Fst} = 3,84 \text{ t.m}$

$M_{e h/2} = 6,4 \text{ t.m}$

V.2.1.2 Calcul des aciers

Selon le diagramme dans l'annexe 5, on commence par le calcul du moment réduit :

$$\mu = \frac{M_e}{\sigma_{bc} * b * d^2} \dots\dots\dots (V.22)$$

Avec :

σ_{bc} : Contrainte admissible de compression du béton.

$\sigma_{bc} = 0,85f_{c28}/\gamma_b$ avec $f_{c28}=25$ MPA et $\gamma_b = 2.4$ dans le cas courant, ce qui donne $\sigma_{bc} = 142$ bar.

M_e : Le moment total à l'encastrement.

b ; largeur de la section ; $b=100$ cm.

e : l'enrobage ; $e = 3$ cm.

d : hauteur de la section ; $d=h-e=60 - 3 = 57$ cm.

1) Calcul à l'encastrement :

$$\begin{aligned} \mu &= \frac{M_t}{\sigma_{bc} * b * d^2} \\ &= \frac{60.51 * 10^5}{142 * 100 * 57^2} = 0,131 \end{aligned}$$

➤ Vérification de l'existence des aciers comprimés :

$$\mu_l = 0.8\alpha_l - 0.32\alpha_l^2 \dots\dots\dots (V.23)$$

Avec :

$$\alpha_l = \frac{3.5}{1000.\varepsilon_l + 3.5} = 0.68 \dots\dots\dots (V.24)$$

$$\varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s * E_s} = 0.0017 \dots\dots\dots (V.25)$$

$E_s = 2.10^6$ bar (élasticité du béton),

On choisit des aciers de nuance **FeE 400**, donc : $f_e = 4000$ bar,

γ_s : Coefficient de sécurité pour les aciers = 1,15.

Alors : $\mu_l = 0,8*0,68 - 0,32*0,68^2 = 0.392$

On a : $\mu < \mu_l$

Donc pas d'acier comprimé.

$\mu < 0,186$ on est dans le pivot A (voir annexe IV diagramme de ferrailage)

➤ Section d'aciers :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta * d * \sigma_s} \dots\dots\dots (V.26)$$

Avec :

- $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{4000}{1,15} = 3478.26$ bar. (contrainte maximale de l'allongement de l'acier)

- $\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 * \mu}}{0,8} = 0,176 < 0,259$ on est dans le pivot A

- $\beta = 1 - 0,4 * \alpha = 0,929$
- $d = 57 \text{ cm.}$

$$A_s = \frac{60.51 * 10^5}{0,929 * 57 * 3478,26} = 32.85 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA 2003 : Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux est de 0,5% de la section du béton en toute section.

$$A_{s_{\min}} = 0,5\% (1,0 * 0,6) = 30 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max (A_s \text{ calculé}, A_{s_{\min}})$$

$$A_s = 32.85 \text{ cm}^2$$

On choisit 6 barres de diamètre de 25 cm.

2) Calcul à mi-hauteur :

De même façon on trouve les résultats suivants :

$$\mu = 0.025 ; \alpha = 0.03 ; \beta = 0.988 ; A_{h/2} = 4.33 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA 2003 : Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux est de 0,5% de la section du béton en toute section.

$$A_{s_{\min}} = 0,5\% (1,0 * 0,45) = 22.5 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max (A_s \text{ calculé}, A_{s_{\min}})$$

$$A_s = 22.5 \text{ cm}^2$$

On prendra 7 barres de diamètre 20 cm.

V.2.2 Ferrailage de la semelle de coursier

La semelle est soumise aux charges dues au poids des terres, poids de radier, sa propre poids, et les réactions de sol.

Nous considérons les deux parties AB et CD des consoles encastrent respectivement aux points P et N,

V.2.2.1 Calcul des contraintes

- **Contrainte de la semelle**

$$\sigma_s = \frac{1,35 * P_s}{100 * B} \dots\dots\dots (V.27)$$

$$= \frac{1,35 * 11.16 * 10^3}{100 * 775} = 0,194 \text{ Kg/cm}^2$$

B : la longueur de la base de la semelle en cm.

- **Contrainte de rideau, des terres et des surcharges**

$$\sigma_{r,t,se} = \frac{1,35 * (P_t + P_r) + 1,5 * P_{sr}}{100 * B_1} \dots\dots\dots (V.28)$$

$$= \frac{(1,35 * (23.06 + 5.94) + 1,5 * 2.6) * 10^3}{100 * 260}$$

$$\sigma_{r,t,se} = 0.656 \text{ Kg/cm}^2$$

- **Contraintes de sol**

$$\sigma_{1,2} = \frac{1,35*(P_t+P_r+P_s)+1,5*P_{se}}{100*B} \pm \frac{6*M_G}{100*B^2} \dots\dots\dots (V.29)$$

Avec :

MG : moment /G des forces verticales + moment /G des forces horizontales(avec l'application de coefficient de pondération) .

G : centre de la partie inférieure de la semelle.

Donc :

$$MG = 1,35 (Pr*2.231 + P_t*2.375 - F_t*1.733) + 1,5 (P_{sr}*1.742 - F_{sr}*2.75)$$

$$= 1,35 (5.94*2.231 + 26.03*2.375 - 14.15*1.733) + 1,5 (2.6*1.742 - 6.18*2.75)$$

$M_G = 49.54 \text{ t.m}$

$$\sigma_{1,2} = \frac{(1,35 * (23.06 + 5.94 + 11.16) + 1,5 * 2.9) * 10^3}{100 * 775} \pm \frac{6 * 49.54 * 10^5}{100 * 775^2}$$

$$\sigma_{1,2} = 0.556 \pm 0.094$$

Alors :

$\sigma_1 = 0.65 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_2 = 0.556 \text{ kg/cm}^2$

- au point A : $\sigma_A = -0.362 \text{ kg/cm}^2$ (le signe (-) signifie la direction vers le haut)
- au point B : $\sigma_B = -0.393 \text{ kg/cm}^2$ (le signe (-) signifie la direction vers le haut)
- au point C : $\sigma_C = 0,270 \text{ kg/cm}^2$
- au point D: $\sigma_D = 0,200 \text{ kg/cm}^2$

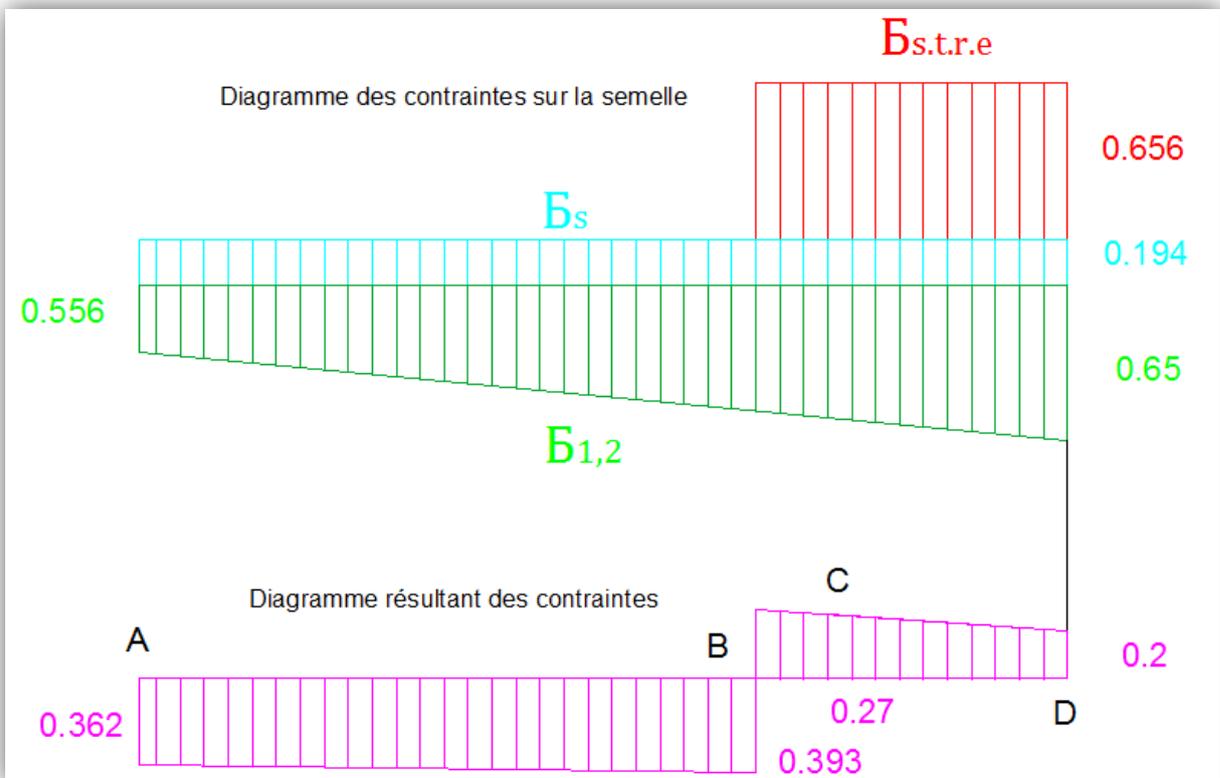


Figure V.07 Diagramme des contraintes de la semelle du mur de bajoyer.

V.2.2.2 Calcul des aciers

• **Partie AB**

Le consol AB ferrailé avec le moment M_B en flexion simple.

Moment à l'encastrement :

$$M_B = S_\sigma * x_{G1} * 1 \text{ ml} = ((0.393-0.362) * \frac{5.15}{2} * \frac{5.15}{2}) + (0.362 * 5.15 * \frac{5.15}{3}) = 5.01 \text{ t.m}$$

S_σ : Aire du diagramme résultant

Section à l'encastrement : - $b = 100 \text{ cm}$.

- $e = 3 \text{ cm}$,

- $d = h - e = 60 - 3 = 57 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{5.01 * 10^5}{142 * 100 * 57^2} = 0.019$$

$\mu < \mu_1 \longrightarrow$ pas d'acier comprimés, on est dans le pivot A.

$$A_s = \frac{M_t}{\beta * d * \sigma_s}$$

- $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{4000}{1.15} = 3478.26 \text{ bar}$. (contrainte maximale de l'allongement de l'acier)

- $\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 * \mu}}{0.8} = 0.024 < 0.259$ on est dans le pivot A

- $\beta = 1 - 0.4 * \alpha = 0.9904$

- $d = 57 \text{ cm}$.

$$A_s = \frac{5.01 * 10^5}{0.9904 * 57 * 3478.26} = 2.55 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA 2003 : Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux est de 0,5% de la section du béton en toute section.

$$A_{s_{\min}} = 0.5\% (1.0 * 0.6) = 30 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max (A_s \text{ calculé}, A_{s_{\min}}) = 30 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 30 \text{ cm}^2$$

On choisit 7 barres de diamètre de 25 mm, espacement = 15 cm.

• **Partie CD :**

Le consol CD ferrailé avec le moment M_C en flexion simple.

Moment à l'encastrement :

$$M_C = S_\sigma * x_{G2} * 1 \text{ ml} = ((0.263-0.2) * \frac{2.6}{2} * \frac{2.6}{3}) + (0.2 * 2.6 * \frac{2.6}{2}) = 0.747 \text{ t.m}$$

S_σ : Aire du diagramme résultant

Section à l'encastrement : - $b = 100 \text{ cm}$.

- $e = 3 \text{ cm}$,

- $d = h - e = 60 - 3 = 57 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{0.747 * 10^5}{142 * 100 * 57^2} = 0.0016$$

$\mu < \mu_1 \longrightarrow$ pas d'acier comprimés,

$$A_s = \frac{M_t}{\beta * d * \sigma_s}$$

- $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{4000}{1,15} = 3478.26 \text{ bar.}$ (contrainte maximale de l'allongement de l'acier)

- $\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 * \mu}}{0,8} = 0,0016 < 0,259$ on est dans le pivot A

- $\beta = 1 - 0,4 * \alpha = 0,999$

- $d = 57 \text{ cm.}$

$$A_s = \frac{0.747 * 10^5}{0,999 * 57 * 3478,26} = 0,38 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA 2003 : Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux est de 0,5% de la section du béton en toute section.

$$A_{s_{\min}} = 0,5\% (1,0 * 0,6) = 30 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max (A_s \text{ calculé}, A_{s_{\min}})$$

$$A_s = 30 \text{ cm}^2$$

On choisit 7 barres de diamètre de 25 mm, espacement = 15 cm.

- La réalisation de coursier se fait par bloc de 20m, les radiers des murs bajoyers sont liés entre eux par des joints (Water stop).

V.2.3 Ferrailage du radier de déversoir

V.2.3.1 Calcul des contraintes

- **Contrainte du rideau, la semelle et de l'eau aval :**

$$\sigma_s = \frac{1,35 * (P_s + P_r + P'_w)}{100 * B} = \frac{1,35 * (37.49 + 18.19 + 11.73) * 10^3}{100 * 1600} = 0,569 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 0.569 \text{ Kg/cm}^2$$

B : la longueur de la base de la semelle en cm.

- **Contraintes de sol :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{1,35 * N}{100 * B} \pm \frac{6 * M_G}{100 * B^2}$$

Avec :

MG : moment /G des forces verticales + moment /G des forces horizontales (Avec l'application de coefficient de pondération).

G' : centre de gravité de la semelle.

Donc :

$$N = 18.17 \text{ t}$$

$$\text{Et } M_G = 1,35 * (8 * 7.2 + 18.19 * 3.15 - 11.73 * 5.05 + 0.52 * 0.61 - 2 * 9.13 + -40.35 * 0.13)$$

$$M_G = 32.47 \text{ t.m}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{1,35 * 18.17 * 10^3}{100 * 1600} \pm \frac{6 * 32.47 * 10^5}{100 * 1600^2}$$

$$\sigma_{1,2} = 0,153 \pm 076$$

Alors :

$$\sigma_1 = 0.229 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 0.077 \text{ Kg/cm}^2$$

a) Contraintes résultantes :

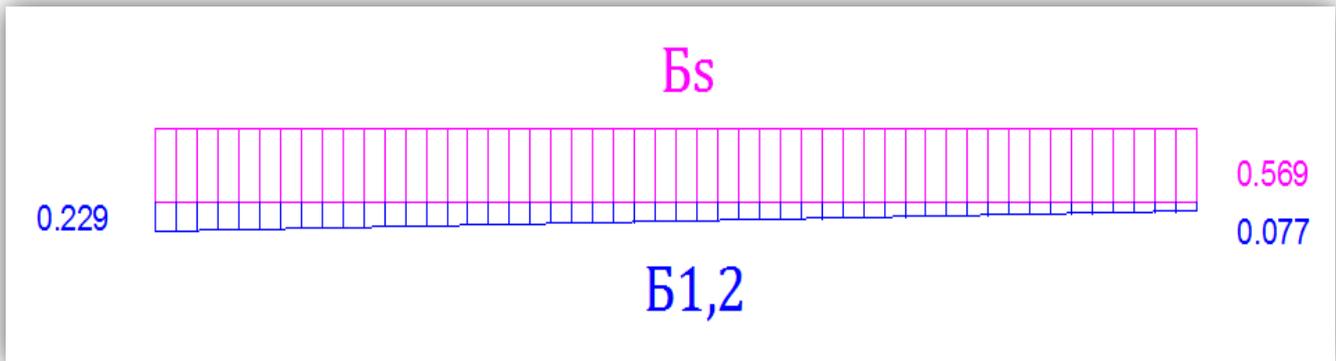


Figure V.08 Diagramme des contraintes de la semelle du déversoir.

$$\sigma_a = 0,569 - 0,35 = 0,219 \text{ bar}$$

$$\sigma_b = 0,569 - 0,198 = 0,371 \text{ bar}$$

L'aire du diagramme résultant : $S = 51.52 \text{ t}$.

Le centre de gravité : $X_G = 10.8 \text{ m}$.

Le moment fléchissant est donc : $M = 107.16 \text{ t.m}$

$$M = 107.16 \text{ t.m}$$

La résultante des contraintes est négative, cela signifie que le moment fléchissant va travailler dans le sens inverse, c.-à-d. vers le haut, donc les armatures tendues seront placées dans la partie supérieure du radier.

V.2.3.2 Calcul des aciers

$$\mu = 0.232$$

$\mu < \mu_1 \longrightarrow$ On n'a pas d'acier comprimés,

$$A_s = \frac{M_t}{\beta * d * \sigma_s}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{4000}{1,15} = 3478.26 \text{ bar. (contrainte maximale de l'allongement de l'acier)}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 * \mu}}{0,8} = 0,232 < 0,259 \text{ on est dans le pivot A}$$

$$\beta = 1 - 0,4 * \alpha = 0,9072$$

$$d = 47 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{107.16 * 10^5}{0,9072 * 47 * 3478,26} = 72.26 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA 2003 : Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux est de 0,5% de la section du béton en toute section.

$$A_{s_{\min}} = 0,5\% (1,0 * 0,5) = 25 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max (A_s \text{ calculé}, A_{s_{\min}}) = 72.26 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 72.26$$

On choisit 9 barres de diamètre de 32 mm, espacement = 15 cm.

V.3 CONCLUSION

A partir des résultats obtenus du calcul de la stabilité et du ferrailage des différents éléments du déversoir et du coursier, on peut dire que les dimensions choisies sont fiables et ne présentent aucun risque de défaillance de ces dernières.

VI. INTRODUCTION

Les grands barrages sont en général équipés d'un dispositif de prise et de restitution de l'eau distinct du dispositif de vidange. Les petits et moyens barrages sont très souvent équipés d'une seule conduite, en acier ou béton à âme tôle dans la majorité des cas, qui assure les fonctions suivantes :

- passage des eaux lors de la montée du remblai, évacuation de la crue de chantier.
- restitution de l'eau stockée, ce qui correspond à l'objectif principal de ce type d'ouvrage (soutien des étiages, irrigation).
- vidange de la retenue pour permettre l'entretien et surtout possibilité de vidange rapide en quelques jours en cas de danger (par exemple glissement d'une partie du talus aval).

Dans ce chapitre on va proposer des variantes de la prise d'eau ainsi que la vidange de fond, avec le dimensionnement hydraulique des deux variantes choisies.

VI.1 ETUDE DE PRISE D'EAU

Les ouvrages de prise dans des barrages, des réservoirs, des bassins de compensation, ou des canaux qui captent l'eau sous charge doivent être conçus de manière à provoquer le minimum de perturbations dans la conduite d'amener à l'aval. On distingue généralement les prises d'eau à grande profondeur et à faible profondeur. Les prises sur des cours d'eau à lit mobile qui captent l'eau à surface libre sont exclus.

Les prises à grandes profondeurs sont typiquement disposées dans des réservoirs d'hauteur considérable qui servent, par exemple, de bassin d'accumulation pour la production d'énergie hydro-électrique.

Les exigences hydraulique pour de telles prises sont les suivantes :

- Écoulement sans apparition de cavitation.
- Pertes de charges minimales.
- Absence de formation de zones de séparation qui pourraient conduire à des vibrations.

VI.1.1 Types et emplacements possibles

On distingue deux types principaux d'ouvrage de prises selon l'emplacement :

- Les prises situées au rives.
- Les prises indépendantes (situées loin des rives).

l'axe d'une prise d'eau peut être orienté verticalement ou horizontalement (ou légèrement incliné) par rapport au plan d'eau du barrage. La prise horizontale ou faiblement inclinée est la règle pour les applications dans le cadre des aménagements hydrauliques. En général, pour des raisons de sécurité, les prises d'eau sont équipées d'organes de fermeture. La position de la commande des ces vannes peut être souterraine ou à la surface.

➤ Les prises situées au rives

Chapitre VI : Etude des variantes et dimensionnement de l'ouvrage de prise d'eau et de vidange

La solution avec un puit mouillé est uniquement choisie pour les prises d'eau à profondeur modéré. Pour des profondeurs supérieur , entre 30 et 50m, la construction d'une chambre de vannes est plus économique qu'un bâtiment de commande et un puit mouillé

➤ **Les prises indépendantes**

Dans ce cas la prise est indépendante du corps du barrage, elle est en générale combinée avec une toure appelée tour de prise verticale ou inclinée. La commande pour les vannes se trouve au sommet de la tour. L'organede service est souvent une vanne cylindrique. La vanne de service est cylindrique. En outre il ya une vanne de garde en forme de demi-sphère ce qui est une solution particulière et rare.

VI.1.2 Choix de type de prise

A un conseil technique intermédiaire on a pris la décision que la tour de prise d'eau de KISSIR sera indépendante et verticale. La raison principale pour la quelle on a pris cette décision c'était le petit volume des travaux de construction et d'installation par rapport a celui de la tour de prise d'eau inclinée. Le volume plus notable des travaux de construction et d'installation, relatifs a la variante d'une tour de prise d'eau inclinée, est due à la faible pente du talus (30° environ), ce qui résulte dans une longueur deux fois plus grande par rapport a celle de la tour verticale. De plus la variante de prise située sur la rive necessite des travaux de terrassement dans la roche.

A ce conseil on a décidé de réaliser l'accès à la tour par une passerelle en béton armé. On a adopte que la prise d'eau du barrage doit servir en même temps de vidange de fond en réutilisant le tunnel de dérivation provisoire.

VI.1.2.1 Calcul hydraulique de la conduite de prise d'eau

Le but de la conduite est le prélèvement d'un débit destiné à l'irigation et à l'alimentation en eau potable des régions de jijel et d'alouana.

- **La distribution mensuelle de la demande**

Tableau VI.01 Etat de a distribution mensuelle de la demande

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Annuel
La demande (Mm³)	13.64	10.11	9.84	3.86	3.54	3.27	4.21	6.35	7.43	12.27	14.98	17.11	106.68
Ecologique	0.075	0.075	0.075	0.075	0.075	0.075	0.075	0.075	0.075	0.075	0.083	0.078	0.911
Total (U_{80%}) en (Mm³)	13.715	10.1885	9.915	3.935	3.615	3.345	4.285	6.425	7.0505	12.345	15.063	17.258	51.68

On dimensionne la conduite de prise par le débit maximum demandé à l'aval.

Chapitre VI : Etude des variantes et dimensionnement de l'ouvrage de prise d'eau et de vidange

• **Calcul du débit maximum**

$$Q_{\max} = \frac{V_{\max}}{T} = \frac{17.26 * 10^6}{31 * 24 * 3600}$$

$$Q_{\max} = 6.44 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q = \mu * S * \sqrt{2gH}$$

μ : Coefficient de débit ; $\mu = 0.3$;

S : Surface transversale de la conduite en m^2 ;

$$S = \frac{Q}{\mu * \sqrt{2gH}} = \frac{6.44}{0.3 * \sqrt{19.62 * (46 - 0.00)}}$$

$$S = 0.71 \text{ m}^2$$

$$D = \sqrt{\frac{4 * S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 * 0.71}{3.14}} = 0.95 \text{ m}$$

On prend :

$$D = 1000 \text{ mm}$$

• **Correction du coefficient de débit**

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \zeta_1}}$$

$\sum \zeta_1$: Somme des coefficients des pertes de charges linéaires et singulières. Tel que les pertes de charges singulières sont estimées à 15% des pertes de charges linéaires.

Le coefficient de pertes de charges linéaires est donné par :

$$\zeta_l = \frac{\lambda * l}{D}$$

$$\text{Avec : } \lambda = \frac{125 * n^2}{D^{1/3}}$$

λ : Coefficient de pertes de charges linéaires.

n : Coefficient de rugosité ; $n = 0.01$.

D : Diamètre de la conduite ; $D = 1000 \text{ mm}$.

L : Longueur de la conduite d'irrigation en m ; $L = 4500 \text{ m}$.

AN :

$$\lambda = \frac{125 * n^2}{D^{1/3}} = \frac{125 * 0.01^2}{1000^{1/3}} = 0.00125$$

$$\zeta_l = \frac{\lambda * l}{D} = \frac{0.00125 * 4500}{1} = 5.625 \text{ m}$$

Donc :

$$\sum \zeta_s = 1.15 * 5.625 = 6.47 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + (6.47)}} = 0.36$$

$$S = \frac{Q_{vf}}{\mu * \sqrt{2g * H}} = \frac{6.44}{0.36 * \sqrt{2g * (46 - 0.00)}}$$

Chapitre VI : Etude des variantes et dimensionnement de l'ouvrage de prise d'eau et de vidange

D'où :

$$S=0.6 \text{ m}^2$$

$$D = \sqrt{\frac{4 * 0.86}{3.14}} = 0.87$$

On prend $D = 0.9 \text{ m}$.

La conduite sera en acier de diamètre.

$$D=900 \text{ mm}$$

- **Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite**

On a :

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{6.44}{0.64} = 10.06 \text{ (m/s)}$$

La tour de prise d'eau possède quatre vannes wagons aux cotes 8.00, 17.30, 24.80 et 32.30. Dans la tour sont installées quatre vannes wagons.

$$V=10.06 \text{ m/s}$$

VI.2 ETUDE DE VIDANGE DE FOND

Les barrages modernes font normalement partie d'aménagements à buts multiples. Ces derniers peuvent servir, entre autres, à l'approvisionnement en eau potable et industrielle, à la protection contre les crues et, évidemment, à la production d'énergie hydro-électrique. La vidange de fond constitue un élément indispensable d'un barrage de retenue. Elle sert notamment à assurer :

- La montée contrôlée du plan d'eau pendant le premier remplissage du réservoir.
- Le contrôle du plan d'eau en cas d'événements particuliers, comme par exemple une instabilité des rives.
- Un abaissement du plan d'eau lors de dangers naturels.
- L'évacuation de dépôts de sédiments.
- L'alimentation du cours d'eau aval dans des cas exceptionnels, par exemple lors d'une révision de la centrale hydro-électrique.

VI.2.1 Types d'ouvrages de vidange

On peut distinguer trois types

- **Conduite de vidange en charge**

Elle est généralement combinée avec la prise d'eau ou l'évacuateur en tulipe. Elle doit être en acier enrobé de béton armé ou une conduite en armé tôle sous le remblai, son diamètre est en fonction du débit à évacuer.

- **Conduite à écoulement libre**

Deux types de conduites peuvent être employés pour les réaliser :

- Le tuyau cylindrique de gros diamètre en acier (généralement $\varnothing > 500 \text{ mm}$).
- La canalisation en béton de type galerie ou ovoïde (1 à 2m de hauteur).

L'aération de l'écoulement dans ces conditions est nécessaire, alors on prévoit un reniflard à l'aval afin d'éviter les phénomènes de battement ou de vibration sous l'effet de passage en l'écoulement instable à forts débits.

- **Ouvrages de vidanges à batardeau**

Chapitre VI : Etude des variantes et dimensionnement de l'ouvrage de prise d'eau et de vidange

Il peut être judicieux de prévoir la vidange de fond sous forme d'un pertuis dans l'évacuateur de crue de surface, comportant un système d'obturation par vanne à glissement ou, plus simplement, par un batardeau. Ce système est rustique, il est moins soumis aux aléas d'entretien tel que le blocage de vannes.

VI.2.2 Choix du type d'ouvrage vidange de fond

On retient la conduite en charge, car elle est la plus économique vu qu'on peut la raccorder directement à la galerie de dérivation.

Pour la conduite de vidange on prévoit une surélévation par rapport à la galerie de dérivation pour éviter tout risque d'envasement.

Tableau VI.02 L'ensembles des dispositifs minimaux préconisés

$H^2 * \sqrt{V}$	Type de conduite	Diamètre (mm)	Nombre de position de vannes
≤ 30	PVC ou Aciers	(160-200) 300 en acier	Une vanne en aval
30÷100	Acier	300÷400	
100÷300	Acier ou béton en âme tôle	400÷600	Une vanne de garde amont et une vanne de garde avale
300÷700		600÷800	
700÷1500		800÷1200	
≥ 1500	Galerie en béton armé(tuyau posé dans la galerie de visite)		Vanne de garde et vanne de réglage en aval

H : hauteur du barrage en m .

V : Volume d'eau stockée en m^3 .

$H^2 * \sqrt{V} = 50.31^2 * \sqrt{67.83} = 20763.06 > 1500$, donc on opte pour une galerie en béton armé.

VI.3 Calcul hydraulique de la conduite de vidange

• **Débit de vidange de fond**

Lors de l'évacuation par vidange de fond, le volume d'eau évacué est composé du volume utile de la retenue et du volume entrant à la retenue durant cette période.

Le débit évacué par la vidange sera :

$$Q_{vf} = \frac{V_u}{T} + Q_r$$

V_u : volume utile en m^3 .

T : Temps de vidange en jours (de la cote de retenue normale 46 jusqu'à la cote 17.26) est :

$$T = 37 \text{ jrs.}$$

Q_r : Débit entrant dans la retenue pendant le vidange (pris égal au débit moyen annuel)

$$Q_{vf} = \frac{67.83 * 10^6}{37 * 24 * 3600} + \frac{58.24 * 10^6}{365 * 24 * 3600}$$

$Q_{vf} = 23.06 \text{ m}^3/\text{s}$

• **Calcul de la section de vidange** être

On a :

$$Q_{vf} = \mu * S * \sqrt{2g * H}$$

D'où :

Chapitre VI : Etude des variantes et dimensionnement de l'ouvrage de prise d'eau et de vidange

$$S = \frac{Q_{vf}}{\mu * \sqrt{2g * H}}$$

Q_{vf} : Débit de la vidange de fond (m^3/s) ;

H : Charge disponible entre le niveau normal de la retenue et l'aval en m ;

μ : Coefficient de débit ; $\mu = 0.8 \div 0.85$.

$$S = \frac{23.06}{0.8 * \sqrt{19.62 * (46 - 0.00)}} = 0.96$$

$$S = 0.96 \text{ m}^2$$

le diamètre de la conduite sera :

$$S = \frac{\pi d^2}{4} ; D = \sqrt{\frac{4 * S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 * 0.96}{3.14}} = 1.106 \text{ m.}$$

On prend :

$$D = 1100 \text{ mm}$$

- Correction du coefficient de

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \zeta_1}} ;$$

$\sum \zeta_1$: Somme des coefficients des pertes de charges linéaires et singulières.

Le coefficient de pertes de charges linéaires est donné par la formule suivante :

$$\zeta_l = \frac{\lambda * l}{D} ;$$

$$\text{Avec : } \lambda = \frac{125 * n^2}{D^{1/3}} ;$$

λ : Coefficient de pertes de charges linéaires ;

n : Coefficient de rugosité ; $n = 0.014$;

D : Diamètre de la conduite ; $D = 1100 \text{ mm}$;

L : Longueur de la conduite de vidange en m ; $L = 300 \text{ m}$.

AN :

$$\lambda = \frac{125 * n^2}{D^{1/3}} = \frac{125 * 0.014^2}{1100^{1/3}} = 0.0023$$

$$\zeta_l = \frac{\lambda * l}{D} = \frac{0.0023 * 300}{1.1} = 0.63 \text{ m}$$

Les pertes de charges singulières sont :

$$\zeta_e = 0.5 ; \zeta_{sortie} = 1 ; \zeta_{vannes} = 0.25 + 0.25 = 0.5 ; \zeta_{grille} = 0.26$$

$$\sum \zeta_s = 2.26 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + (0.63 + 2.26)}} = 0.51 ;$$

$$S = \frac{Q_{vf}}{\mu * \sqrt{2g * H}} = \frac{23.06}{0.51 * \sqrt{2g * 46}}$$

$$S = 1.505 \text{ m}^2$$

D'où :

$$D = \sqrt{\frac{4 * 1.16}{3.14}} = 1.38$$

On prend

Chapitre VI : Etude des variantes et dimensionnement de l'ouvrage de prise d'eau et de vidange

D=1500 mm

VI.4 CONCLUSION

Le tunnel de dérivation provisoire sera réutilisé en dérivation de prise d'eau en charge. La longueur de la dérivation en charge est d'environ 4500 m pour la prise d'eau et 300 m pour la vidange de fond.

- Conduites de prise d'eau D=900mm du tampon à la chambre des vannes.
- Conduites de la vidange de fond D=1500 mm.
- Chambre des vannes, la construction est conçue comme un bloc d'appui foncé aux cotes : -0,3 ; -0.85 ; -1.65 et -0.8

Dans la chambre des vannes sont situés les dispositifs d'ouverture et de fermeture des ouvrages de prise d'eau et de vidange de fond.

VII. INTRODUCTION

La réalisation d'un barrage se déroulera dans des bonnes conditions si on établit un bon plan de travail, comportant un planning prévisionnel des travaux, ainsi récapitulation une des moyens humains, matériels et matériaux.

Une reconnaissance meilleur du lieu de chantier aide énormément à dresser un planning technologique des engins et leur utilisation rationnelle dans les diverses opérations, afin de pouvoir répondre aux conditions d'espace et temps dictés par le marché et améliorer sa rentabilité.

Une bonne organisation de chantier intervient grossièrement dans la diminution du prix de l'ouvrage (en diminuant les délais de réalisation) pour qu'il ne pas soit onéreux. Ces constructions présentent des difficultés énormes, mais pour se faire, et quelques que soient les problèmes rencontrés, il est impératif d'avoir une connaissance exacte de l'organisation de chantier.

Notre étude consistera donc à organiser le chantier du barrage KISSIR tout en assurant :

- Une meilleure qualité (étude approfondie, choix de la main d'œuvre, choix des matériaux...etc.)
- La rapidité des diverses opérations.
- Une économie : synchronisation et réduction des travaux.
- Une organisation de l'emploi du matériel et du personnel en garantissant leur sécurité.

Ces facteurs revêtent une importance majeure pour l'exécution des travaux dans les meilleures conditions.

VII.1 Organisation technique et données préparatoires

Les opérations essentielles dans l'organisation technique pour la construction commencent par la préparation des documents qui donnent droit à l'organisme l'exécution des travaux de construction.

L'organisation technique de préparation passe par les étapes suivantes :

- 1- Période de préparation, consiste à établir l'ordre chronologique et la cadence de réalisation des travaux en qualités et en quantités.
- 2- Mesure d'approvisionnement du chantier en matériaux de construction concernant le lieu et la qualité.

VII.2 Les principaux intervenants sur chantier

Avant d'entamer les travaux d'exécution du barrage, il est indispensable de rappeler les rôles des différentes personnes amenées à intervenir dans l'acte de construction.

a) Le maître de l'ouvrage :

C'est une personne physique ou morale dont le rôle est de définir le but à atteindre (programme), d'organiser un financement, de passer et de régler les marchés des travaux. Après la réception des ouvrages, il en est le propriétaire et parfois le gestionnaire.

b) Le maître d'œuvre :

C'est une personne physique ou morale, chargée par le maître de l'ouvrage de recevoir l'ouvrage, d'établir le dossier de consultation des entreprises, d'assister le maître d'ouvrage

dans le dépouillement des offres, de contrôler l'exécution des travaux et de proposer leur réception et leur règlement, après en avoir établi le décompte.

Pour le cas d'un barrage, le maître d'œuvre est souvent chargé, en outre d'interpréter son osculation jusqu'à l'achèvement de la phase de la mise en eau et de régler le rapport de la première mise en eau.

c) L'entrepreneur :

Personne physique ou morale, titulaire d'un marché de travaux conclu avec le maître d'ouvrage, chargée de l'exécution des travaux et, parfois, de la conception détaillée des ouvrages. L'entrepreneur est responsable du chantier et de l'ouvrage en cours de construction tant que celui-ci n'a pas été réceptionné.

VII.3 Travaux préparatoires et installation de chantier

L'implantation d'un chantier nécessite un terrain de larges espaces, afin de ménager les divers aires de stockages et des pistes de circulation d'engins, suivie de leur occupation progressive par les locaux, engins, poste fixes de travail. On peut distinguer les installations suivantes :

- **Installations destinées au personnel :**

En générale, sont les dortoirs ; les réfectoires, les installations sanitaires et les bureaux de chantier... etc.

- **Installations destinées au stockage des matériaux :**

Pour les ciments nous utilisons soit, des silos métalliques, soit des baraquements en bois ou en métal. Les agrégats stockés peuvent être en plein air, on doit seulement prévoir un croisement entre les différents types d'agrégats, pour éviter leur mélange et la faciliter de dosage du béton, et les aciers dans des baraquements, hangars afin d'éviter leur oxydation.

- **Installations destinées à la réparation des engins:**

En général, les grosses réparations ne se font pas sur le chantier lui-même, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment bien équipé pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

- **Installation destinée pour la préfabrication :**

Pour cette installation, elle est constituée des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites... etc.

- **Fabrication des granulats**

Les granulats sont fabriqués dans les stations de concassage ils seront acheminés jusqu'à l'aire de stockage par des camions benne.

- **Travaux de réalisation :**

Implantation des ouvrages sur chantier :

Ou appelé autrement **le piquetage**, on peut la considérer la tâche la plus importante dans les travaux, c'est la matérialisation de l'ouvrage (ainsi que ses annexes et les installations cités précédemment) par des piquets sur terrain.

Il y'a 2 types de piquetage :

- Piquetage principal : concerne les axes de l'ouvrage.
- Piquetage secondaire : (ou complémentaire) concerne les bords de l'ouvrage (ou le contour).
- **Travaux de terrassements :**

Pour la réalisation des travaux de terrassements, il est nécessaire d'établir la balance des masses volumiques de terrassement en adoptant les travaux les plus économiques en ce qui concerne la répartition et le transport des matériaux de construction sur le chantier, ainsi que le choix par les caractéristiques techniques des outils mécaniques.

- **Travaux d'excavations :**

Les différentes opérations d'excavation devront être faites selon les données avancées dans le dossier des plans et le programme général des travaux, ces derniers comprennent le décapage, l'excavation et la mise en dépôt des déblais.

Le décapage de la terre végétale sur l'assise de la digue, l'évacuateur de crues et les zones d'emprunt, qui sera transporté vers une décharge dans une zone stable sans influence sur le déroulement et le régime des travaux.

- **Travaux secondaires :**

Cela consiste au travail dont le besoin est de pouvoir exploiter tous les ouvrages dans les meilleures conditions possibles.

- ✓ L'aménagement de la zone d'emprunt.
- ✓ Stabilité des décharges ainsi que leur protection contre l'érosion et leur éloignement des cours d'eau.
- ✓ Reboisement des zones à risque d'érosion aux alentours du barrage.

VII.4 Les moyens de chantier :

En ce qui concerne les moyens en personnel, l'entreprise devra indiquer les personnes physiques responsables du chantier et ses intérimaires en précisant leurs titres, références et compétence.

Les mêmes indications devront être fournies pour les techniciens spécialisés tels que géotechnicien spécialiste en travaux d'étanchéité, d'injection etc. qui auraient à intervenir sur le chantier.

La construction d'une digue en terre et les ouvrages annexes (notamment l'évacuateur de crue) nécessitent l'utilisation de nombreux engins mécaniques destinés à scarifier, excaver, transporter, niveler et compacter les matériaux, ainsi des engins et matériels de bétonnage. On peut distinguer le matériel de compactage, la fonction, les caractéristiques principales et le rendement des différents engins de terrassement et de compactage susceptibles d'être utilisés lors de la réalisation du barrage.

A- Les moyens humains :

En ce qui concerne les moyens humains pour la réalisation de l'ouvrage, on doit justifier la mise en œuvre du personnel compétent pour la réalisation des études préalables et pour la construction en précisant leurs titres et leurs compétences.

Le personnel nécessaire pour le projet est :

- Conducteur des travaux : pour le suivi de chantier et le suivi d'ouvriers,

- Contre maître.
- Chauffeurs pour les engins, les camions et les véhicules.
- Ouvriers.
- Ferrailleurs.
- Soudeurs.
- Coffreurs.
- Topographes.
- Ingénieurs (en hydraulique, génie civil...)
- Géologue pour la mission géologique en phase d'étude.
- Cadres dirigeants en coté financiers, ressources humaines, spécialiste en sécurité de chantier,...

B - Les engins de terrassement :

Le matériel général de terrassement comprend les engins traditionnels mis en œuvre pour la constitution des fouilles d'assise des ouvrages du barrage, l'extraction et le transport des matériaux de construction, les bétonnages et la réalisation des finitions (remblai-embrochement ...) se fait appel aux engins suivants :

- Bulldozer : pour les terrassements de masse et les voies d'accès.
- Chargeur (à pneus et à chenilles) : pour le chargement des déblais.
- Camion benne : pour le transport des déblais et les matériaux de construction.
- Pelle hydraulique : pour le creusement des fouilles.
- Décapeuse.
- Pompe immergée : pour l'évacuation des eaux de chantiers en période hivernale.
- Camion-citerne : pour le transport de carburant aux engins et transport de l'eau pour la confection de béton, et pour l'arrosage des pistes pour diminuer la poussière.
- Compacteur : pour le compactage des matériaux de construction de la digue.
- Grue à portique : pour la mise en place de béton et pour placer le coffrage ainsi les aciers.
- Camion malaxeur : pour le transport de béton.
- Groupes électrogènes.

C - Le matériel des bétonnages :

On utilise le plus souvent des bétonnières pour la fabrication du béton nécessaire pour la construction des ouvrages en béton (évacuateur, tour de prise, canal de dérivation....)

VII.5 PLANIFICATION:

La planification consiste à rechercher constamment la meilleure façon d'utilisation avec économie des moyens humains et matériels pour assurer une efficacité d'exécution. Son objectif est de s'assurer que tout le travail se fait :

- Dans un ordre correct (bonne succession des opérations du réseau).
- A temps (sans retard).
- Economique (avec des bénéfices).

VII.5.1 Attribution des durées de chaque opération :

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

1. Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ;

2. Dimensions du projet ;

On applique la formule suivante:

$$T = \frac{Q \cdot N}{n}$$

Avec: $\begin{cases} Q = \text{Quantité de travail} \\ N = \text{Rendement} \\ n = \text{Nombre d'équipes} \end{cases}$

L'attribution des durées pour chaque opération est liée à la cadence optée :

Terrassements :

Pour les excavations de l'évacuateur de crue, on est besoin de d'excaver 32900 m³ de fouilles.

Bétons :

Pour les bétons l'évacuateur de crue, une cadence de 3950 m³ a été nécessaire.

VII.5.2 Délai de construction et programme des travaux

Le délai de construction de l'ouvrage est déterminé en compte tenu du temps de réalisation de chacune des opérations qui le compose, sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement.

La bonne exécution de ces travaux suppose une bonne planification des différentes taches c'est-à-dire une recherche constante de la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre et les autres moyens matériels pour assurer certaines exigences, qui sont :

- Le déroulement du travail dans un ordre correct c'est-à-dire une bonne succession des opérations ;
- Le respect des délais de réalisation pour chaque opération ;
- Exécution du travail le plus économiquement possible ;

VII.5.3 Symboles des différentes opérations :

Les symboles des opérations sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau VII.01 Symboles des opérations.

Tavaux	Opérations	Durée (mois)
Base de production (installation de chantier)	1	6
Route d'accès à la tête avale du tunnel	2	1
Route d'accès à la crête de barrage	3	2
Route d'accès technologique	4	1
Tunnel dérivation provisoire	5	4
Prise d'eau	6	11
Batardeau amont	7	6
Colonnes ballastées	8	5
Paroi moulée	9	12
Digue	10	28

Passerelle	11	6
Evacuateur de crues	12	14
Canal d'évacuation	13	8
Chambre de vannes	14	6
Travaux de finition	15	3

VII.5.4 Techniques de la planification :

Il existe trois principales méthodes de planification à savoir :

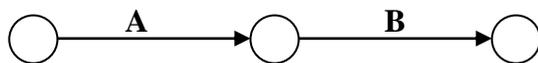
- 1) Méthode basée sur le réseau ou méthode C.P.M .
- 2) Méthode basée sur le tableau
- 3) Méthode basée sur le graphique (diagramme de Gantt) ou méthode des barres.

VII.5.4.1 Méthodes basées sur le réseau :

✓ **Définition du réseau :**

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui sont indispensables pour l'achèvement de l'objectif de la planification. On distingue deux types de réseaux :

- **Réseau à flèches :** L'opération est représentée par une flèche et la liaison entre deux opérations par un cercle appelé "nœud".



- **Réseau à nœuds :** L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches.



L'opération (B) ne peut commencer que si l'opération (A) est complètement achevée. Cette méthode consiste à faire le calcul aller et retour en utilisant les paramètres de la grille suivante :

Tableau VII.02 Les paramètres du réseau à nœuds .

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

- TR : temps de réalisation
- DCP : date de commencement au plus tôt
- DCPP : date de commencement au plus tard
- DFP : date de finition au plus tôt.
- DFPP : date de finition au plus tard.
- MT : marge totale.

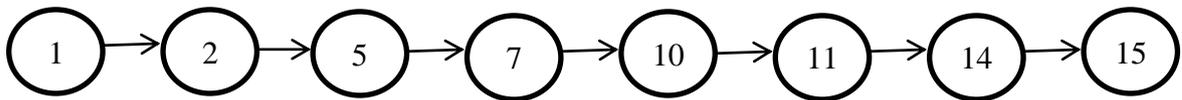
DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

$$\text{Et : } \begin{cases} \text{DFP} = \text{DCP} + \text{TR} \\ \text{DCPP} = \text{DFPP} - \text{TR} \\ \text{MT} = \text{DFPP} - \text{DFP} \\ \text{DCP}_i + \text{TR} = \text{DFP}_i \\ \text{DFP}_i = \text{DCP}_{i+1} \end{cases}$$

• **Chemin critique (C.C) :**

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0). Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double

$$\text{condition suivante : } C.C \Leftrightarrow \begin{cases} \text{MT} = 0 \\ \sum \text{TR}_{C.C} = \text{D.T.P} \end{cases}$$



$$\text{DTR} = \sum \text{TR} = 6 + 1 + 4 + 6 + 28 + 6 + 6 + 3 = 60 \text{ mois}$$

D'après les résultats de calcul du réseau à nœuds (planche N°5), le temps de réalisation total du barrage KISSIR est de **60 mois**

VII.5.4.2 Planification avec la méthode de GANTT (méthodes des barres)

Cette technique consiste à déterminer deux réseaux afin de planifier avec le diagramme à barres. Les tâches sont mentionnées dans ligne, et la durée de chaque tâche est représentée par une barre (dessinée à l'échelle 1 :1000) tel que la longueur correspond à sa durée réelle, en respectant la date de début et de fin de cette tâche. Le diagramme de GANTT est représenté dans la planche N°05/05.

VII.6 Devis estimatifs

VII.6.1 Evacuateur de crues

Tableau VII.03 Cout estimatif de l'évacuateur de crues.

N°	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire	Cout (DA)
1	Excavation à terrain meuble	m ³	26700	70	1869000
2	Excavation à terrain rocheux en pleine masse	m ³	24000318000	180	5724000

3	Béton pour le corps du déversoir	m ³	670	2500	1675000
4	Béton pour le coursier	m ³	2950	2500	7375000
5	Béton pour le saut de ski	m ³	1050	2500	2625000
6	Béton pour les murs	m ³	1090	300	3270000
7	Béton pour le pont sur l'évacuateur de crues	m ³	30	2500	75000
8	Béton préfabriqué pour le pont sur l'évacuateur de crue	m ³	30	5000	150000
9	Coffrage plan pour le pont	m ³	200	1000	200000
10	Coffrage plan	m ³	3390	1100	3390000
11	Coffrage à une coubure pour le corps de l'évacuateur de crues	m ³	60	28000	66000
12	Armature en acier doux en barres rondes lisses	t	33	32000	924000
13	Armature en acier à haut résistance	t	23	1000	736000
14	Waterstop type PVC	m	800	300	800000
15	Drain- tuyau PVC	m	300	1000	90000
16	Géotextile	m ²	190	300	190000
17	Filtre (gravier)	m ³	200	500	60000
18	Béton de propreté	m ³	1530	250	765000
19	Enrochements de protection du parement amont provenant des excavations de l'évacuateur de crues	m ³	330	100	82500
20	Remblai en tout venant	m ³	300	500	30000
21	Appareils d'appui	Nb	12		60000

Somme 1 : 30156500 DA

VII.6.2Ouvrages de prise et vidange de fond

Tableau VII.04 Cout estimatif de l'évacuateur de crues.

N°	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire	Cout (DA)
1	Excavation à terrain meuble en plein masse	m ³	6300	70	441000
2	Excavation à terrain rocheux en plein masse	m ³	6800	180	1224000

3	Traitement de surface rocheuse	m ²	430	120	51600
4	Coffrage plan	m ²	2090	1000	2090000
5	Coffrage cylindrique	m ²	1310	1100	1441000
6	Béton pour la fotation de la tour	m ³	880	2500	2200000
7	Béton de propreté	m ³	35	3000	87500
8	Béton du fut de la tour	m ³	915	5000	2745000
9	Béton secondaire	m ³	76	3000	228000
10	Beton préfabriqué	m ³	24	5000	120000
11	Armature en acier doux en barres rondes lisses	t	7	28000	196000
12	Armature en acier à haut adérence	t	78	32000	2496000
13	Pièces métalliques pour calage d'équipement	Kg	3500	50	175000
14	Charpentes et fournitures métalliques traitées par peinture	Kg	2300	60	138000

Somme 2 : 13633100 DA

Donc le cout des ouvrages annexes calculées dans notre étude est 43789600 DA

Un cout approximatif de 44000000 DA

Récapitulation :

Tableau VII.05 Cout estimatif du barrage.

N°	Désignation	Cout (DA)
1	Digue	220982850
2	Evacuateur des crues	30156500
3	Forage, injection, paroi moulée et consolidation de la fondation	152099100
4	Tunnel de dérivation	44863140
5	Ouvrage de prise et de vidange	13633100
6	Routes définitives	7749450
7	Equipement hydromécanique	28210000
8	Equipement électrique	1438200
Totale : 499132340 DA		

9	Installation de chantier 16%	79861174.4
10	Etude d'exécution 2%	9982646.8
11	Supervision 5ans * 5ing*12mois=300 homes *70000	21000000
12	Autre frais	10000000
Cout du barrage : 619976161 DA		

Le cout approximatif du barrage est 620000000 DA

VII.7 CONCLUSION

Dans l'organisation des travaux de chantier du barrage KISSIR, Une importance a été donnée à l'organisation compatible de tous les travaux construction, afin de conserver le temps et la vitesse d'avancement, pour toutes les opérations élémentaire et sur tous les points de chantier, mais sur terrain on ne pourra jamais éviter certains problèmes et obstacles, qui vont retarder un peu l'avancement des travaux, notamment les intempéries, les crises des matières premières (aciers, ciment, produit chimiques,...)...Etc.

La construction du barrage KISSIR devrait durer environ 5 années, dont 14 mois sont consacrés pour la réalisation de l'évacuateur de crues et 11 mois pour la prise d'eau et 6 mois pour la chambre de vannes.

Le cout approximatif du barrage est de 620000000 DA

VIII. INTRODUCTION

Chaque année se produisent dans le monde des millions d'accidents du travail. Certains sont mortels, d'autres ont pour suite une incapacité permanente, totale ou partielle.

Pour la plupart, les accidents du travail n'entraînent toutefois qu'une incapacité temporaire, qui peut néanmoins durer plusieurs mois.

Tous les accidents sont cause de souffrances pour la victime; beaucoup plongent la famille de celle-ci dans l'angoisse; beaucoup, lorsqu'ils sont mortels ou qu'ils ont pour conséquence une incapacité permanente, peuvent avoir des effets catastrophiques sur la vie familiale.

De plus, tous les accidents font perdre du temps et de l'argent. Souffrances humaines et pertes économiques: le monde paie un lourd tribut aux accidents du travail.

Certes, des progrès ont été réalisés, mais la sécurité du travail reste aujourd'hui un très grand sujet de préoccupation.

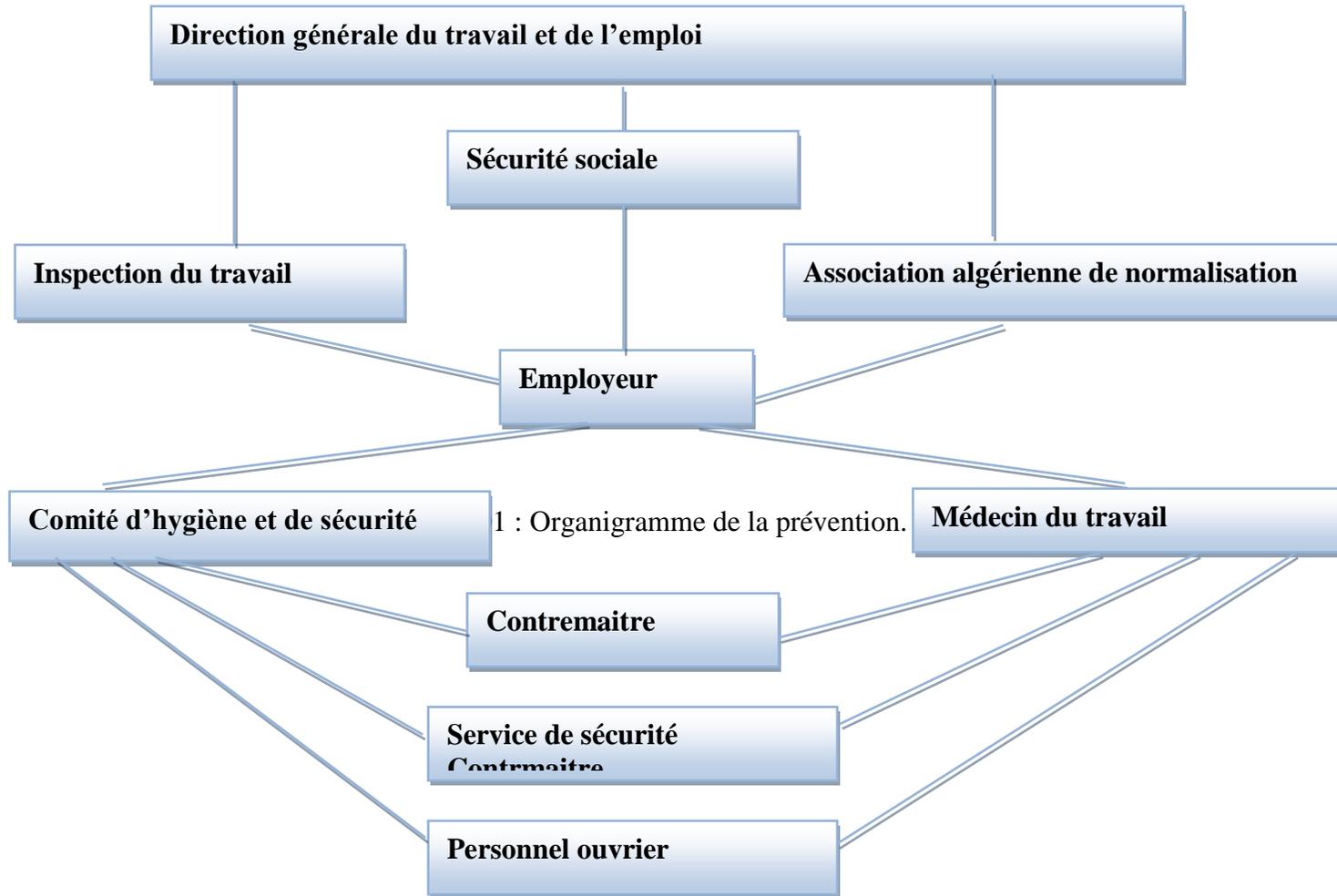
L'objet sera donc de diminuer la fréquence et la gravité des accidents de chantier, il existe pour cela un certain nombre de dispositifs, de consignes et de règlements dits « de sécurité », leur utilisation est incontestable.

Mais faire œuvre de prévention ne peut être le seul fait de la direction, du service de protection ou du médecin attaché à l'entreprise. Il importe de donner à l'ensemble du personnel un véritable « esprit de sécurité » qui lui permettra de prévoir et d'agir de façon pleinement efficace.

La lutte contre les accidents est essentiellement une œuvre de solidarité humaine, réunissant tous ceux qui, du manœuvre au chef de l'entreprise, participent à la production. Convaincre, enseigner, exploiter intelligemment ce bon sens qui est la chose du monde la mieux protégée, voilà en fait tout le secret.

VIII.1 ORGANISATION DE LA PREVENTION DES ACCIDENTS DU TRAVAIL

L'organisation de la prévention se présente à travers les activités professionnelles du pays comme une immense chaîne de solidarité, composée de multiples maillons, correspondant chacun aux différents services ou personnes intéressées figurés dans l'organigramme représenté sur la figure VIII. 1.



VIII.1.1 Principes fonctions du service de sécurité**a) Etudes :**

- Participation au Comité d'hygiène et sécurité.
- Analyse des postes de travail « Etude Sécurité ».
- Suggestions du Personnel.
- Statistique : élaboration et commentaire
- Rapport avec l'administration.

b) Exécution :

- Mesures légales d'hygiène et de sécurité (code de travail).
- Réalisations pratiques des suggestions et des études.

c) Contrôle :

- Enquêtes à la suite des accidents.
- Inspections des installations.
- Visites périodiques effectuées par les organismes.
- Contrôles éventuels des moyens de transport du personnel.

d) Animation :

- Lutte contre l'incendie et les accidents de trajet.
- Equipes de secours.
- Formation spéciale concernant certaines professions.

e) Fonction humaines :

- Etude physiologique du travail.
- Affectation et mouvement de la main-d'œuvre suivant l'avis du médecin du travail et en collaboration avec le service du personnel.

f) Social : -Renseignement, conseils**VIII.1.2 Liste des Actions dangereuses**

- Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables.
- Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
- Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
- Imprudence durant le travail.
- Suivre un rythme de travail inadapté.
- Adopter une position non sûre
- Travailler dans une altitude inappropriée
- Mauvaise utilisation d'un outillage

VIII.1.3 Cause des accidents de travail

L'accident du travail n'est jamais le fait d'un hasard ou de la fatalité. Les enquêtes

effectuées après les accidents font toujours apparaître une multitude de causes s'ajoutant aux autres pour provoquer et aggraver l'accident

L'analyse des accidents les plus fréquents fait apparaître des causes à la fois humaines et techniques (industrielle).

a) Causes humaines : Ces causes peuvent être :

- La négligence des travailleurs.
- La fatigue.
- La distraction.
- Les gestes néfastes.
- Inaptitude mentale ou physique.
- Adoption de la solution de faciliter.

b) Causes techniques :

- Les mauvaises conditions de travail.
- Encombrement du matériel dans les chantiers et le mauvais stockage.
- Le manque d'éclairage.

VIII.1.3.1 *Conditions dangereuses dans le chantier*

- Installation non protégée ou mal protégée.
- Outillages, engins et équipements en mauvais état.
- Matière défectueuse, stockage irrationnel.
- Protection individuelle inexistante.
- Défauts dans la construction.
- Eclairage défectueux.
- Facteur d'ambiance impropre.
- Conditions climatiques défavorables.
- Mauvaise disposition des lieux

VIII.1.3.2 *Actions dangereuses*

- Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables.
- Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
- Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
- Imprudence durant le travail.
- Suivre un rythme de travail inadapté.
- Adopter une position non sûre
- Travailler dans une altitude inappropriée
- Mauvaise utilisation d'un outillage

VIII.1.4 le coût des accidents de travail

Il convient de préciser ce que l'on entend par «coût global des accidents», car, si de nombreux éléments de ce coût peuvent être aisément chiffrés, d'autres sont beaucoup moins faciles à cerner. Certains auteurs distinguent les coûts directs et les coûts indirects, ou encore

le coût «subjectif» (préjudice subi par la victime et sa famille considéré relativement à la valeur intangible de la vie humaine et de la santé) et le coût pour l'économie (frais médicaux, perte de production, dégâts matériels, frais administratifs, etc.).

En raison même de la multiplicité des éléments qui entrent en jeu, il semble qu'il n'y ait guère d'accord sur ce que sont exactement les coûts indirects des accidents. La liste ci-après nous donne les principaux paramètres qui entrent en jeu dans le calcul du coût de l'accident de travail :

- Coût du temps perdu par la victime de l'accident.
- Coût du temps perdu par les autres salariés qui ont interrompu leur travail:
 - Par curiosité.
 - Par amitié pour la victime.
 - Pour porter secours à la victime.
 - Pour d'autres raisons.
- Coût du temps perdu par les agents de maîtrise, les chefs de service et autres cadres:
 - Pour venir en aide à la victime;
 - Pour rechercher les causes de l'accident;
 - Pour faire reprendre le travail de la victime par un autre salarié;
 - Pour trouver un autre salarié qui puisse remplacer la victime, le former ou le mettre au courant;
 - Pour établir le rapport d'accident ou répondre aux convocations des agents de l'autorité publique.
- Coût du temps des secouristes et du personnel des services hospitaliers, lorsque ce coût n'est pas pris en charge par une compagnie d'assurances.
- Dommages subis par les machines, l'outillage ou d'autres biens, perte de matières ou de fournitures.
- Coûts qu'entraîne la désorganisation de la production, les retards de livraison, la perte des bonus d'assurance, le paiement des dommages intérêts.
- Coût supporté par l'employeur au titre des régimes de prestations.
- Coût de la baisse de productivité de la victime à son retour au travail relativement au salaire (le salarié est payé intégralement même si les services qu'il peut fournir avant d'être complètement rétabli n'atteignent peut-être que la moitié de leur valeur normale)
- Manque à gagner sur la productivité de la victime et de l'équipement (moins bien utilisé).
- Coût dû à l'agitation causée par l'accident ou à rabatement qui peut lui succéder.
- Coût afférent aux frais généraux (les frais de loyer, de chauffage, d'éclairage, etc. continuent à courir alors que la victime n'est plus productive).

VIII.1.5 CALCUL DE DEBIT D'AIRE NECESAIRE A LA VENTILLATION

VIII.1.5.1 Méthode du d'alimentation minimum

On suppose, dans cette méthode très simpliste, que chaque ouvrier consomme 30m³ d'air frais ; d'où le débit global est : $Q = Am.N$

Tel que Am : Taux minimum d'aire frais = 30 m³ ;

N : Nombre de personne se trouve au niveau d'endroit entier

VIII.1.5.2 Méthode du taux de ventilation

Elle tient compte du volume de l'espace à aérer. D'où : $Q = K.V$

tel que : K : Coefficient du taux de renouvellement ;

V : Volume de l'ouvrage à aérer.

VIII.1.5.3 Méthode de calcul par les accroissements de chaleur

Elle tient compte de tous les facteurs influençant sur l'aération des ouvrages comme :

- accroissement de chaleur dû au réchauffement des murs
- accroissement de chaleur dû au soleil traversant les fenêtres
- accroissement de chaleur dû au réchauffement des toits
- accroissement de chaleur dû à tous appareils électriques
- accroissement de chaleur dû au travailleur à l'intérieur

$$Q = \frac{\sum L}{0,288(t_i - t_e)}$$

Sa formule est donc :

Avec :

- $[(t_i - t_e) < 3^\circ\text{C}]$
- $\sum L$: Somme des accroissements de chaleur ;
- t_i : Température intérieure ($^\circ\text{C}$) ;
- t_e : Température extérieure ($^\circ\text{C}$).

a) Accroissement de chaleur dû au réchauffement des murs

$$L_{\text{mur}} = \beta_m \cdot S$$

Avec : β_m : Coefficient d'accroissement de chaleur des murs, dépendant du matériau de construction du mur, son épaisseur et son exposition au soleil ;

S : Surface du mur (m^2).

b) Accroissement de chaleur dû au soleil traversant les fenêtres :

$$L_f = \beta_f \cdot S$$

Avec : β_f : Coefficient d'accroissement de chaleur des fenêtres ;

S : Surface des fenêtres (m^2).

c) Accroissement de chaleur dû au réchauffement des toits : $L_t = \gamma_t \cdot S$

Avec :

γ_t : Coefficient d'accroissement de chaleur de la toiture ;

S : Surface de la toiture (m^2).

d) Accroissement de chaleur dû au travailleur à l'intérieur : $L_p = N \cdot \delta$

Avec :

δ : Coefficient d'accroissement de chaleur dû au travailleur à l'intérieur ;

N : nombre de travailleur.

e) Accroissement de chaleur dû à tout appareils électriques : $L_{Ap} = \sum m \cdot n$

Avec :

m : nombre de moteur électrique

n : puissance de moteur électrique

VIII.2 CONCLUSION

La prévention est l'ensemble des dispositions ou des mesures prises ou prévues à tous les stades de l'activité de l'entreprise ou de l'institution en vue d'éviter ou de diminuer les risques professionnels. La prévention permet également de sauvegarder la santé et d'améliorer le bien-être.

CONCLUSION GENERALE

Le site du barrage de KISSIR wilaya de JIJEL est un très bon site potentiel, qu'on doit l'exploiter afin de régler le problème des ressources en eau. Le type et l'emplacement du barrage offrent la possibilité de projeter deux variantes de l'évacuateur de crue.

L'étude des ouvrages annexes du barrage KISSIR (W. de JIJEL) peut être synthétisée comme suit :

- $V_{NNR}=67.83 \text{ Mm}^3$ dont $V_u=58.6 \text{ Mm}^3$ et $V_m=9.23 \text{ Mm}^3$.
- Le débit de dimensionnement de période de retour de 1000 ans = 641 m³/s
- La largeur optimale du déversoir = 48 m avec une charge déversante $d= 2.71 \text{ m}$.
- Les deux variantes étudiées sont :
 - Evacuateur latéral à entonnement frontal
 - Evacuateur latéral à entonnement latéral

- Ces deux variantes sont adéquates au barrage, elles sont réalisables.
- Le choix est basé sur les conditions topographiques et économiques. La variante optée : Evacuateur latéral à entonnement latéral, qui se compose de :
 - Déversoir de type Creager, avec parement amont incliné.
 - Auge de réception.
 - Coursier en deux parties (conditions topographiques qui l'exige) : la première (L=74 m, B=10.30 m, i=3%) et la deuxième (L=52 m, B=10.30 m, i=38%).
 - Bassin de dissipation saut de ski.
 - Bassin de restitution d'une profondeur D=15m.

- Du point de vue génie civil, le déversoir et les murs bajoyers sont stables.
- La conduite de prise d'eau sera en acier de diamètre D=900 mm
- La conduite de vidange de fond sera en acier de diamètre D=1500 mm.

Où Le tunnel de dérivation provisoire sera réutilise en dérivation de prise d'eau en charge.

- La durée totale de réalisation du barrage est de 60 mois (5 ans), dont 14 mois sont consacrés pour la réalisation de l'évacuateur de crues et 11 mois pour la prise d'eau et 6 mois pour la chambre de vannes.

Finalement, nous pouvons conclure que la construction des différents ouvrages ne pose aucun problème technique particulier.

Références bibliographiques

A.N.B.T : Etude d'avant projet détaillé du KISSIR (Wilaya de JIJEL), Mémoire de synthèse.

TOUAIBIA. B (2004) Manuel pratique d'hydrologie. ENSH Blida.

TOUAIBIA. B. Polycopie de cours de régularisation des débits.

CIGB 1994 « Les crues de projet des barrages : la méthode du Gradex » Bulletin du comité internationale des grands barrages, 18e congrès CIGB / ICOLD - N° 02, Nov. 1994.

MEDDI M. et BELHADJ BOUCHAIB F., 2010. Etude des crues dans le bassin du Cheliff . Application de la méthode du Gradex.

Luis E. Rosete Gamboa, & Agustín Alvarez García Manuel de conception et projets typiques des évacuateurs de crues ; ANBT.

Schleiss, A. J., & Pougatsch, H. (2011). Les barrages: du projet à la mise en service (Vol. 17). Ecole Polytechnique fédérale de Lausanne

Layan, Dridri, Benaabidate, Zemzami :Détermination des crues de projet par les aspects du débit de point et l'hydrogramme de crue au niveau de la commune Ain Boukhellal, Bassin versant de l'oued LARBAA, Maroc.

KHATSURIA.R.M (2005) Hydraulics of Spillways and Energy Dissipators .Georgia Institute of Technology Atlanta ,Georgia

Cox, R. G. (1973) «Spillway Water Surface Profiles, » Miscellaneous Paper H-73-4, Jun 1973, U. S. Army Engineer Waterways Experiment Station, CE, Vicksburg, Miss.

DESIGN OF SMALL DAMS USBR (1987) a water resources technical publication .

USACE Engineering and Design; Hydraulic design of Spillway, Engineer Manual EM 1110–2–1603, January 1990.

Wili H. Hager & Anton J. Schleiss. (2009). Construction hydraulique, écoulement stationnaires (Vol. 15) Ecole Polytechnique fédérale de Lausanne.

Sites web :

http://www.soudoud-dzair.com/index.php?action=esmap_vect&table=chahidgis_barrage&id=70

<https://www.isl.fr/fr/activites/projets/barrage-de-kissir>

Annexe 1 :

Nom de la station : JIJEL SECTERUE

Code de la station : 030301

X : 774.1

Y : 396.15

Z : 5

Tableau 01 : Série des pluies maximales journalières (mm) de la station de JIJEL SECTEUR (030301)

Mois	sept	oct	nov	dec	Jan	Fév	Mars	Avr	Mais	Juin	Juil	aout	Annuel
1968													
PJ max (mm)	9.5	0	57.8	41.4	23.6	15.8	26.7	24.2	19.4	20.2	3.4	20.7	57.8
Totaux (mm)	15.3	0	96.9	206.6	98.1	74	101.8	93.5	23.7	29.4	6	21.1	766.4
1969													
PJ max (mm)	181	27.6	22.7	50.5	17.7	16.1	20.3	71.3	23.4	2.7	4.8	1.2	181
Totaux (mm)	203.1	164.6	67.2	343.9	55.3	51.1	96	159	56.5	4.6	7.2	1.9	1210
1970													
PJ max (mm)	3.6	48.2	5.1	34.5	40.1	20.8	28.3	30.3	3.3	0	2	0.3	48.2
Totaux (mm)	3.6	214.2	9.1	143.7	152.7	75	161.3	78.7	11	0	4.1	0.3	853.7
PJ max (mm)	49.8	38.8	23.3	26.8	37	25.2	27.4	14.6	73	15	0	8.2	73
Totaux (mm)	111.3	130.1	113.8	57.7	235.8	119.4	81.6	80	106	30.2	0	8.2	1074
1972													
PJ max (mm)	43.3	17.8	4.4	68	68	22.7	25.6	52.9	0.9	16.9	7.8	0	68
Totaux (mm)	85.2	72.3	6.3	336.1	274.5	161.2	107.1	73.2	0.9	34.9	10.9	0	1163
1973													
PJ max (mm)	90.8	16.9	21.3	66.9	18.6	34.3	63.7	22.5	1.4	4.9	7.2	0	90.8
Totaux (mm)	122.4	42.7	45.8	136.4	49.3	140.3	205.8	109	1.7	5.5	8.3	0	867.3

PJ max (mm)	2.5	20.2	40.4	99.5	31	25.1	26.8	6.1	13	2.5	0	0.7	99.5
Totaux (mm)	4.6	74.9	176.6	320.8	91.1	105.3	111.9	24.6	26.7	3.6	0	0.7	940.8
1991													
PJ max (mm)	19.6	88.7	37.6	15.5	35.1	18.5	43.1	34.5	53.6	21.3	2.3	0	88.7
Totaux (mm)	36.7	227	100	39.6	132.3	54	175.7	171	75.2	25	2.8	0	1039
1992													
Totaux (mm)	7.4	91.2	47.6	329.3	85.8	77.4	49.6	95.6	54.4	2.8	0	0	841.1
1993													
PJ max (mm)	18.2	36	41.3	64.2	35.5	28.6	0	20.1	7.2	0	0	0	64.2
Totaux (mm)	37.4	75.2	104.1	140.5	90.2	107.6	0	60.2	14.7	0	0	0	629.9
1994													
Totaux (mm)	71.9	116.5	7.5	337.1	148.6	33.2	119.3	60.3	3.6	13	0	17.2	928.2
1995													
PJ max (mm)	24.2	70.4	22.5	26.5	47.2	72.3	33.2	23.4	14.6	29	7	5.5	72.3
Totaux (mm)	56.8	99.1	62.3	89.9	138.1	293.9	113.1	119	48.9	45.9	7	9.6	1084
1996													
PJ max (mm)	8.3	45.5	37.8	61.5	14	9.1	12.6	37	6	11.1	0	3	61.5
Totaux (mm)	36.5	138.5	117.1	169	53.1	13.1	16	73.7	8.7	26.3	0	5	657
1997													
PJ max (mm)	52.7	19.3	27.2	19.5	14.8	48.7	29	60	24.5	1	0	22	60
Totaux (mm)	134.5	69.3	162.7	102	46.5	120.1	92.1	108	100	1.2	0	28.6	964.8
1998													
PJ max (mm)	26.5	36.4	46.2	53.2	41.5	25	20	23.2	2.5	3	1.8	3	53.2
Totaux (mm)	89.3	75	355.9	187.8	136.2	71.1	61.2	45.6	4.1	3.6	2.9	3	1036

PJ max (mm)	49.5	20	44.5	42.5	24	15	60	24	61	3.5	0	0	61
Totaux (mm)	96.5	156.5	200.9	237.5	41.2	20.1	185.5	28	153	3.5	0	0	1123
2008													
PJ max (mm)	20.5	14	52.5	51.7	67.9	19.2	39.2	47.2	8.4	0	0	4.6	67.9
Totaux (mm)	52	27.5	201.5	205.6	217.1	90.7	82.6	177	12.1	0	0	10.8	1077
2009													
PJ max (mm)	58	24.6	49.7	27.2	45.8	24.2	32.3	12.9	38.8	26	0.4	0.7	58
Totaux (mm)	208.4	79.8	191.9	146.6	166.6	64.5	107.8	46.4	75.2	51.5	0.4	1	1140
2010													
PJ max (mm)	20.2	60	54	69.5	24.4	32.2	78.2	25.6	8	6.6	3.2	0	78.2
Totaux (mm)	52.3	216.2	147.8	120.9	108.8	170.7	115.2	77.5	24.4	12.7	3.2	0	1050
2011													
PJ max (mm)	9.3	46.9	105.1	35.3	36.2	99.6	61.8	52	13.2	20.8	4.4	0	105.1

Source : ANRH

Annexe 2 :

Code : 030408

X : 779.35 ; Y : 373.55

Surface : 316 Km²

Périmètre : 90 km

Tableau 01 : Série des apports (Mm³) de la station d'OUED MISSA (030408)

année	sept	oct	nov	dec	jan	fev	mars	avr	mais	juin	juil	aout	annuel
1973	1.62	6.16	0.82	27.9	65.2	61.1	96.1	41.8	6.22	5.8	1.6	0.95	315.26
1974	13.04	3.02	2.42	16.1	12.1	34	46.82	31	7.02	2.16	1.5	1.05	170.22
1975	1.18	7.26	15	11.6	6.94	30.2	25.3	8.03	8.48	1.69	0.8	0.91	117.31
1976	0.84	0.65	10.2	13.5	9.05	46	57.02	15.6	13.2	3.87	1.9	1.31	173.04
1977	1.92	11.4	25.6	33.7	21.5	7.77	4.23	19.4	6.4	1.95	1.2	0.97	135.92
1978	0.78	0.98	2.95	0.84	17	27.8	13.15	35.3	3.95	1.8	3.1	3.46	111.09
1979	2.39	2.7	5.05	11.2	6.14	33.7	36.82	50.7	5.72	1.91	1.2	0.84	158.32
1980	1.61	2.36	23.3	13.1	25.1	11.4	70.96	23.5	25.2	4.26	1.4	0.74	202.82
1981	0.55	3.86	9.67	91	34.4	29	19.92	12.5	2.25	0.58	0.6	0.97	205.28
1982	0.57	0.77	1.16	12.8	39.4	49.6	47.17	4.98	2.79	0.55	0.6	0.55	160.88
1983	0.53	9.26	17	39.8	14.5	4.05	37.89	9.21	2.74	0.37	0.2	0.06	135.56

1984	0.09	1.13	11.8	10.7	26.6	118	42.59	20	6.63	1.69	1.7	0.88	241.72
1985	0.6	53.7	12.5	123	128	45.7	143.5	19.1	2.82	2.11	0.6	0.55	532.58
1986	0.98	0.62	2.23	7.95	45.6	24.5	26.02	5.12	2.08	0.69	0.3	0.44	116.46
1987	0.33	4.73	17.3	35.3	27.6	62.2	9.71	10.1	1.31	0.19	0.9	1	170.74
1988	0.94	3.54	3.45	2.68	15	5.56	32.22	2.74	2.52	1.37	1.5	0.32	71.87
1989	1.27	1.04	1.59	41	15.5	19.1	32.33	16.3	6.4	0.69	0.5	0.72	136.46
1990	1.42	4.1	3.14	2.16	8.47	2.01	2.76	2.74	4.18	2.04	1.1	0.8	34.89
1991	0.74	1.34	27.4	56.6	16.2	22.5	21.01	9.98	10.9	2.51	1.6	1.34	172.01
1992	1.06	4.55	3.42	2.59	7.9	4.96	6.27	50.3	7.17	2.86	2.2	1.46	94.69

Source : Mémoire de fin d'étude de DABACH Ridha, Octobre 2011

Code : 030408

X : 779.35

Y : 373.55

Surface : 316 Km²

Périmètre : 90 km

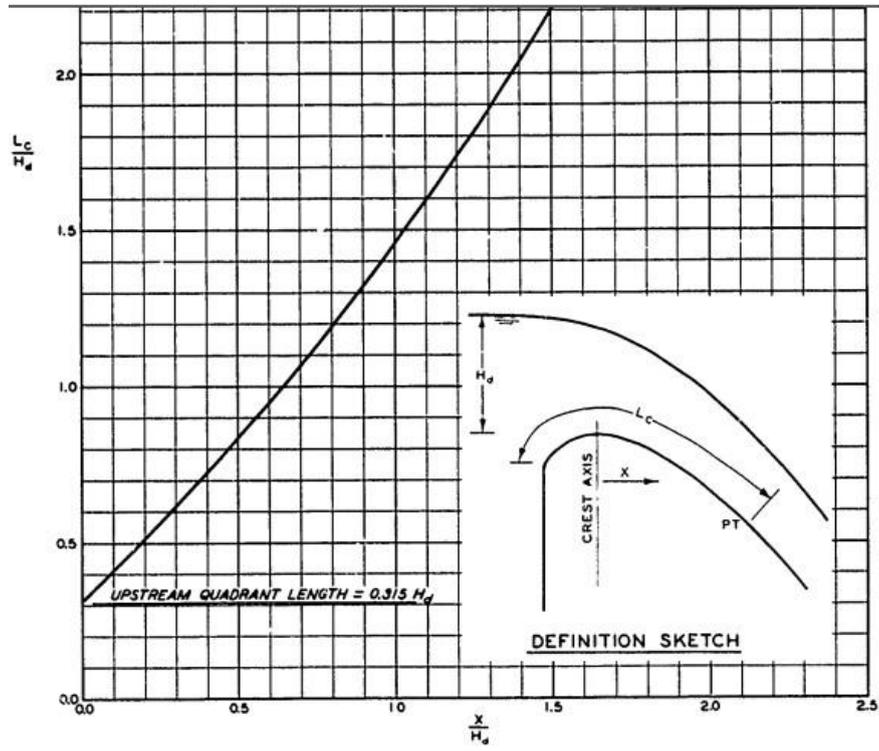
Tableau 02 : Série des débits maximaux (m³/s)

année	oct	nov	dec	jan	fev	mars	avr	mais	juin	juil	aout	annuel
1973	40.97	0.804	80.41	224.9	81.63	206.5	166	4.596	116	0.832	0.74	975.959
1974	27	10.43	72.4	87.31	148.9	371.2	210	12.96	1.12	0.746	0.43	1945.296
1975	154	79.43	120	64	395.8	148	4.87	250.9	0.968	0.375	2.776	1231.319
1976	0.375	64.55	55.95	18.36	531.5	258.8	69.8	261	6.31	35.4	7.855	1311.684
1977	157	157	327.6	125.6	30.66	5.77	73.44	47.77	8.466	3.59	1.115	986.261
1978	0.878	22.22	0.452	98.5	108.4	76	182.5	2.07	1.05	20.4	2.5	515.272
1979	14.64	47.9	44	36.75	167.5	163	209.8	4.85	1.052	0.54	0.4	692.932
1980	12.6	81.25	129.2	131.6	147	455	72	53.6	4.36	0.65	0.28	1102.54
1981	17.38	86	359.2	34.26	48	257.2	96.8	1.59	0.305	0.205	1.115	902.285
1982	7	8.32	59	170.5	68	163	9.64	27.04	0.28	0.205	0.205	513.42
1983	108.9	83	102.3	13.6	3.4	141.8	9.2	20.8	0.205	0.142	0.049	483.601
1984	0.89	46	11.84	29.08	496	59	22	4.36	0.65	0.65	0.512	671.067
1985	141.8	7	776	452.5	44	552.5	19	2.1	14.68	0.255	0.205	2010.27
1986	0.255	2.1	22.6	190	47	50	3.4	1.42	0.374	0.23	0.205	325.024
1987	23.8	110	99	46	88	23.8	19	2.1	0.374	0.425	0.425	413.298
1988	50	50	107.8	71	22.6	136.6	6.125	6.6	2.812	3.164	0.141	457.254
1989	0.535	4.584	160	72	89.1	160	70		0.784	0.425	1.624	564.756
1990	10.38	3.544	0.952	35.08	1.372	2.318	2.812	12.28	1.036	0.535	0.425	73.194
1991	0.952	253.4	228	19	38.36	78	29.08	92.4	1.892	1.036	0.645	738.07

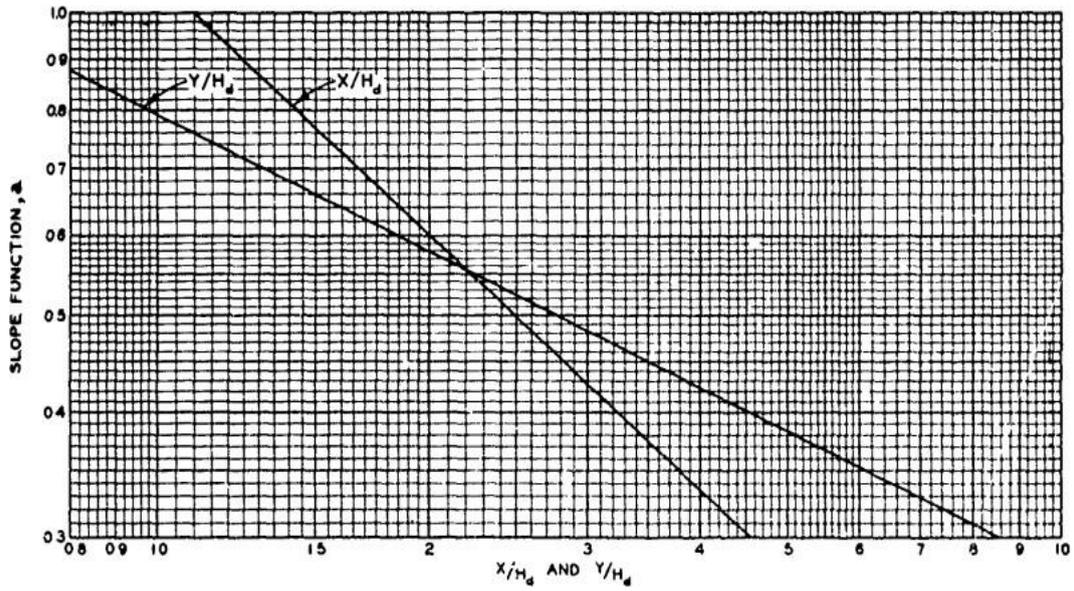
1992	50	22.6	7.28	19	13.04	11.52	193.3	6.6	6.6	2.034	0.645	473.499
------	----	------	------	----	-------	-------	-------	-----	-----	-------	-------	---------

Source : Mémoire de fin d'étude de DABACH Ridha, Octobre 2011

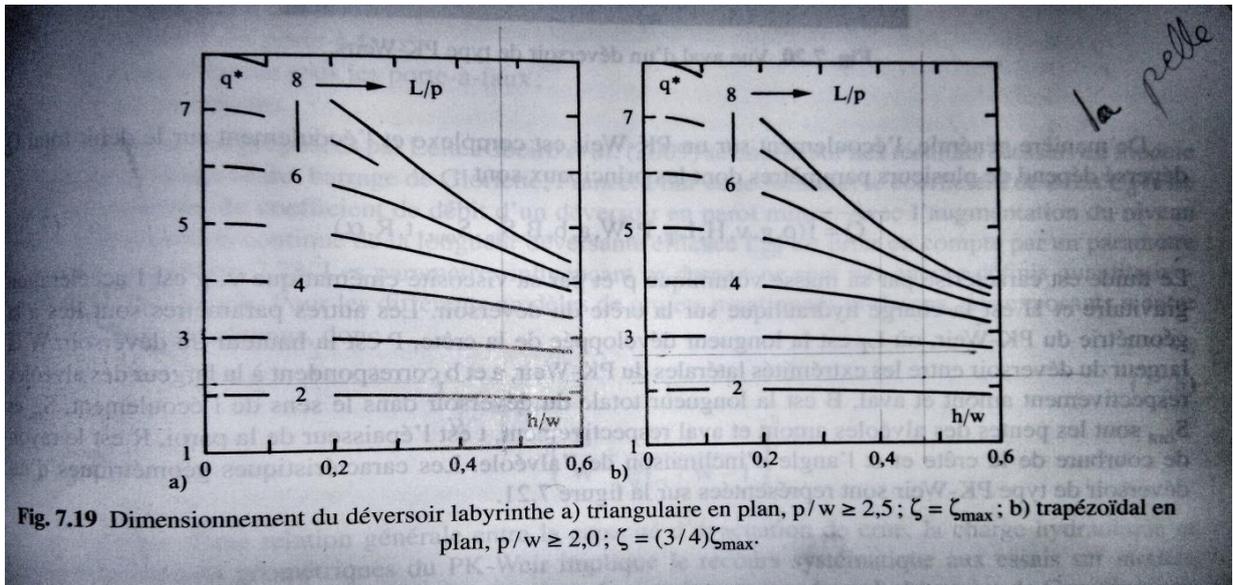
Annexe 3 :



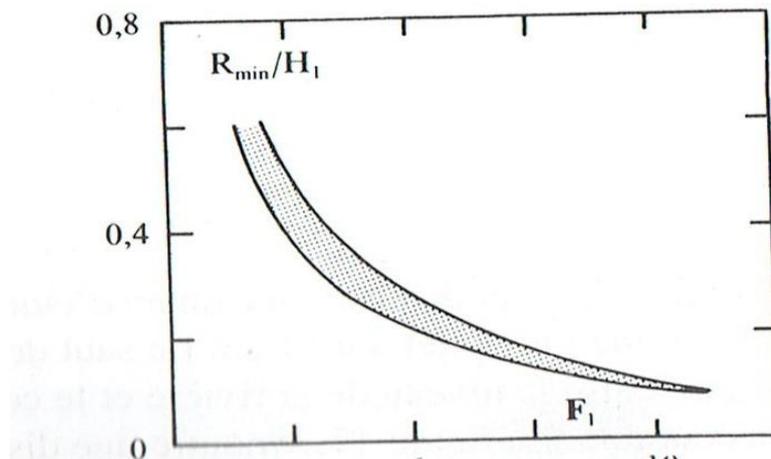
Abaque 01 : Cordonnées du point tangentiel (Pt) d'un déversoir USBR [8]



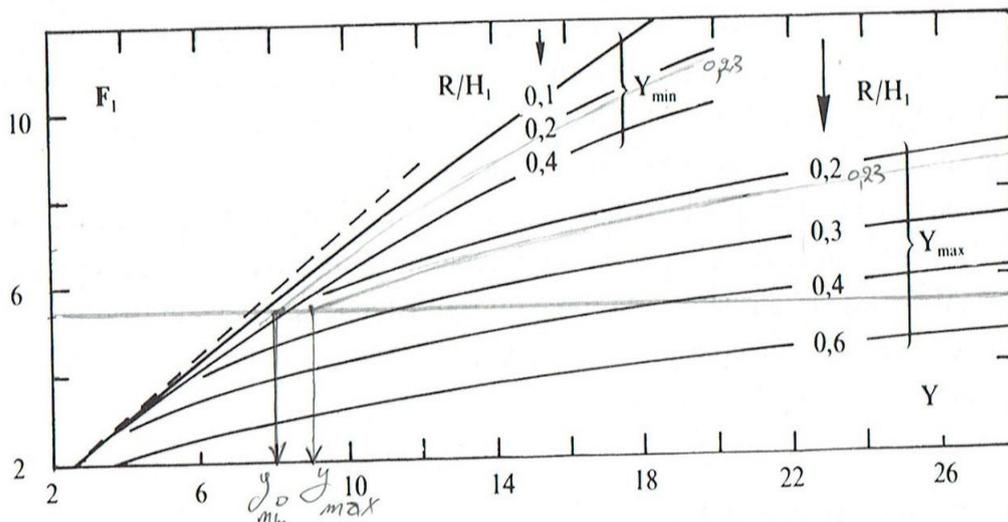
Abaque 02 : Cordonnées du point tangentiel (Pt) d'un déversoir USBR [8]



Abaque 03: Dimensionnement du déversoir labyrinthique [12]



Abaque 04 : rayon minimal relatif R_{\min}/H_1 en fonction de F_1 (saut de ski) [12]



Abaque 05 : Hauteur d'eau aval (saut de ski) [12]

Annexe 4 :

Tableau 01 : La vitesse d'approche admissible en fonction du type de sol.

Types de sols	Diamètre d_{50} (mm)	V_{adm} (m/s) pour différents hauteurs (m)				
		(H+P)=0.4	(H+P)=1.0	(H+P)=2.0	(H+P)=3.0	(H+P) > 5.0
Sable très fin	0.05-0.15	0.15-0.20	0.20-0.30	0.25-0.40	0.40-0.45	0.40-0.55
Sable fin	0.15-0.25	0.20-0.35	0.30-0.45	0.40-0.55	0.45-0.60	0.55-0.70
Sable moyen	0.25-1.0	0.35-0.50	0.45-0.60	0.55-0.70	0.60-0.75	0.70-0.85
Sable gros	1.0-2.5	0.50-0.75	0.60-0.75	0.70-0.80	0.75-0.90	0.85-1.00
Gravier fin	2.5-5.0	0.75-0.85	0.75-0.85	0.80-1.0	0.90-1.10	1.00-1.20
Gravier moyen	5.0-10	0.85-0.90	0.85-1.05	1.0-1.15	1.10-1.30	1.20-1.45
Cailloux fin	10-15	0.90-1.10	1.05-1.20	1.15-1.35	1.30-1.50	1.45-1.65
Cailloux moyen	15-25	1.10-1.25	1.20-1.45	1.35-1.65	1.50-1.85	1.65-2.0
Cailloux gros	25-40	1.25-1.50	1.45-1.85	1.65-2.10	1.85-2.30	2.0-2.45
Cailloux très gros	40-75	1.50-2.0	1.85-2.40	2.10-2.75	2.30-3.10	2.45-3.30
Petite pierre	75-100	2.0-2.45	2.4-2.80	2.75-3.20	3.10-3.50	3.30-3.80
Pierre moyenne	100-150	2.45-3.0	2.80-3.35	3.20-3.75	3.50-4.10	3.80-4.40
Grosse pierre	150-200	3.0-3.50	3.35-3.80	3.75-4.30	4.10-4.65	4.40-5.0
Petite bloc	200-300	3.50-3.85	3.80-4.35	4.30-4.70	4.65-4.90	5.0-5.50
Moyenne bloc	300-400	-	4.35-4.75	4.70-4.95	4.90-5.30	5.50-5.60
Grosse bloc	400-500	-	-	4.95-5.35	5.30-5.50	5.60-6.0
Roches sédimentaires, conglomérats, marnes.		2.10	2.50	2.90	3.10	
Calcaire poreux et conglomérats compacts, grès calcifiés, etc.		2.50	3.0	3.40	3.70	
Grès dolomitiques, calcaires compacts non stratifiés, silices.		3.70	4.50	5.20	5.60	
Roches cristallines, marbres et granites.		16.0	20.0	23.0	25.0	
Diabases, basaltes et quartzites.		21.0	25.0	25.0	25.0	

