

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE
-ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR D'ETAT EN
HYDRAULIQUE

Option : Conception des ouvrages hydrotechniques

THEME :

**ETUDE D'AVANT PROJET DETAILLE DE
L'EVACUATEUR DE CRUE DU BARRAGE
CHARCHAR (W.SKIKDA)**

Présenté par :

M^r: BELKADI Lyes

Promoteur :

M^r: M.K.MIHOUBI

Devant le jury composé de :

Président: M^r M. HASSANE

Examineurs: M^{me} A. ADDOU

M^r A. HADJ SADOK

M^r M. BOUZIANE

M^{me} M. LATROUS

Octobre 2010

DEDICACE

Je dédie ce modeste travail à :

Mon cher père et ma chère mère

Mes chers frères et sœurs

Toute ma grande famille de près et de loin

Tous mes amis

Toute personne ayant contribué à sa réalisation

BELKADI Lyes

Remerciement

Avant tout, je remercie le bon Dieu qui a illuminé mon chemin et qui m'a armé de force et de sagesse, ainsi que la bonne volonté pour achever ce modeste travail.

*Ces quelques lignes ne vont jamais exprimer à la juste valeur ma reconnaissance à l'égard de mon promoteur **Mr M.K MIHOUBI**, pour l'aide qu'il m'a offert durant la période de réalisation de ce travail.*

Toute gratitude à mes professeurs et enseignants qui m'ont guidé au cours de la formation d'ingénieur, et mes respects aux membres de jury qui me feront l'honneur d'apprécier ce travail.

*Je remercie tout le personnel de l'ANBT pour leurs conseils et orientations et spécialement **Mr BAKHTA, Mr CHEMLAL**.*

*Mes derniers remerciements, mais non les moindres s'adressent à tous mes amis de la promotion 2010, pour avoir beaucoup de sollicitudes et de chaleur humaine dont nous avons tant besoin, à savoir : **H.AYADI, L.HITACHI, S.YAHYAOUI, L.MANCER, M.OUIHLALI, L.KEMMACHA**, et les autres ...*

في إطار الاستراتيجية الوطنية التي تهدف الى الحفاظ على الموارد المائية من أجل تخزين ملايين من الأمتار المكعبة التي تتسرب الى البحر وعبر الحدود لدى ترى الوكالة الوطنية للسدود والتحويلات ضرورة انشاء سدود و حواجز مائية. وعلى اثر ذلك يجب الاهتمام بهذه المنشآت من حيث تقدير الابعاد الهندسية و الاختيار الامثل لمواقعها ودراسة جميع ملحقاتها و متماتها.

هذا العمل يتضمن الدراسة المدققة لما قبل انجاز جهاز الغاء الفيضانات لسد شرشار بولاية سكيكدة بالضبط على واد شرشار.

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 sont perdus (rejet en mer et pertes au niveau des frontières). 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 mémoire de fin d'études est une étude d'APD de l'évacuateur de crues du barrage de CHARCHAR dans la wilaya de SKIKDA et principalement sur l'Oued CHARCHAR.

Abstract:

Within the framework of the national strategy as regards conservation of water and in order to mobilize the million cubic meter of water which are lost (rejection at sea and losses on the level borders). The ANBT was seen carrying out stoppings and reserves collinaires.

However the study, the choice and the dimensioning of the works of storage deserve to be deepening. Thus, the study that we carried out in this end studies memoir is a study of APD crest gate of dam of CHARCHAR in the wilaya of SKIKDA and mainly on Oued CHARCHAR.

Sommaire

INTRODUCTION GENERALE :.....	15
Objectif :.....	15

Chapitre I : Memoire de Synthese

Introduction.....	16
I.1.SITUATION GEOGRAPHIQUE.....	16
I.2. LA GEOLOGIE DE LA ZONE D'ETUDE.....	17
I.2.1. lithologie.....	17
I.2.2.Description stratigraphique et tectonique de la fondation.....	17
I.2.3.Tectonique du site de Charchar.....	18
I.3.HYDROGEOLOGIE.....	19
I.3.1-Etude des eaux souterraines.....	19
I.3.2-La nappe phréatique.....	19
I.3.3-Perméabilité.....	20
I.4.LA GEOPHYSIQUE DE LA ZONE D'ETUDIE	21
I.4.1-Suivant l'axe de la digue principale.....	21
I.4.2- Suivant l'axe de l'évacuateur de crue.....	22
I.4.3-Suivant l'axe de galerie de dérivation.....	22
I.5.SISMICITE DE LA ZONE D'ETUDE.....	23
I.6.ETANCHEITE DE LA CUVETTE	24
I.7.FONDATION DE BARRAGE ET SES OUVRAGES ANNEXES.....	24
I.7.1.Digue principale	24
I.7.2.Digue de col.....	24
I.7.3.Ouvrages de dérivation.....	24
I.7.3.1.Dérivation Provisoire.....	24
I.7.3.2.Prise et vidange d'exploitation.....	24
I.7.3.3.Prise d'eau.....	25
I.7.3.4.Conduite.....	25
I.7.3.5.Vidange de fond.....	25
I.7.4.Batardeaux.....	26
I.8.DESCRPTION DES MATERIAUX DISPONIBLES	26
I.9. HYDROLOGIE.....	27
I.9.1.Climat.....	27

I.9.2.Evaporation.....	27
I.9.3.Précipitation.....	29
I.9.3.1. Précipitations enregistrées.....	29
I.9.3.2.Précipitations moyennes annuelles (PMA).....	29
I.5.5.Débit du cours d'eau.....	30
I.10.ETUDE DE SEDIMENTATION.....	31
Conclusion.....	31

Chapitre II : Etude Hydrologique

Introduction.....	33
II.1. Caractéristiques du bassin versant.....	33
II.1.1. Caractéristiques morphologique.....	33
II.1.1.1. Paramètres géométriques.....	33
II.1.1.2. Paramètres de forme.....	33
II-1-1-3 Hypsométrie du bassin versant:.....	34
II-2 Relief	37
II-2-1 Caractéristiques hydrographiques.....	39
II-2-1-1 le réseau hydrographique.....	39
II-2-1-2 Densité de drainage.....	39
II-2-1-3 Coefficient de torrentialité.....	39
II-2-1-4 Longueur moyenne des versants.....	40
II-2-1-5 Pente moyenne du cours d'eau.....	40
II-2-1-6 Temps de concentration.....	40
II-2-1-7 vitesse moyenne de ruisselleme.....	41
II-2-2 Caractéristiques climatique du bassin versant:.....	42
II-2-2-1 Température.....	42
II-2-2-2 Humidité relative.....	42
II-2-3- Vitesse du vent.....	43
II-2-4- L'Ensoleillement.....	43
II-2 -5 Pluviométrie.....	44
II-2-6 Stations et données disponibles.....	44
II-2-7 Répartition mensuelle de la pluie moyenne:.....	44
II-2-8 les pluies maximales journalières.....	45
II-2-8-1.Les paramètres statistiques de l'échantillon.....	45
II-2-8-2. Ajustement des pluies maximales journalières.....	46
II-2-9 Pluies de courtes durées et leur intensité à différentes fréquences:.....	49
II-3 Evaluation des apports liquides.....	53

II-3-1 Apports moyens interannuels:.....	53
II-3-2 Répartition mensuelle de l'apport moyen.....	54
II-3-3 Calcul du coefficient de variation:.....	55
II-3-4 Les apports fréquentiels.....	56
II-3-4-1.Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80%.....	57
II-4 Les apports solides.....	58
II-5 Etude des crues:.....	58
II-5-1 Détermination des débits maximum de la crue	59
II-6 Hydrogramme de crue:.....	63
II-7 Choix de la crue de projet.....	66
II-8 Etude de Régularisation.....	67
II-8-1.Répartition des besoins	67
II-8-2. Courbes caractéristiques de la retenue.....	67
II-8-3. Volume mort.....	69
II-8-3-1. Méthode liée à l'érosion spécifique (la plus simple)	69
II-8-3-2. Formule de TIXERONT.....	70
II-8-4. Calcul du volume utile sans tenir compte des pertes:.....	70
II-8-5.Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes):.....	73
II-9. La régularisation interannuelle.....	77
II-9-1. Calcul du volume utile interannuel par la méthode Kristly-Menkel:.....	77
II-9-2. Calcul du volume utile interannuel par la méthode graphique	79
II-10. Laminage des crues:.....	81
II-10-1.La méthode de Hildenblat.....	81
II-10-2. La méthode de KOCHERINE.....	84
II-10-3. Méthode STEP BY STEP.....	88
II-11. Etude d'optimisation.....	89
II-11-1. La revanche.....	89
II-11-2. Dimensionnement préalable de la digue.....	91
II-11-3.Calcul du volume de la digue pour les différentes largeurs déversantes	92
II-11-4.Calcul du coût approximatif de l'évacuateur de crues :.....	93
II-11-4-1.Coût du déversoir	93
II-11-4-2.Coût du canal d'approche :.....	94
II.11.4.3) Coût du coursier :.....	95
Conclusion :.....	97
Chapitre III: Synthèse Des Variantes	
III.1. Ouvrage d'évacuateur de crues.....	99

III.2. Critères de choix de l'évacuateur de crue.....	99
III.3 Choix de la variante.....	99
III.4 Choix de tracé de l'axe.....	100
Conclusion.....	100

Chapitre IV : Etude Des Variantes

I-Evacuateur de crue latéral à entonnement frontale.....	102
I-1.Dimensionnement et calcul hydraulique.....	102
I-1-1.Canal d'approche.....	102
I-1-2.Le déversoir.....	103
I-1-3.Chenal d'écoulement	106
I-1-4.Calcul du convergent.....	108
I-1-5.Coursier	110
I-1-6.Bassin de dissipation.....	112
I-1-7.Canal de restitution	114
I-2.Calcul de la hauteur des murs bajoyers.....	115
I-2-1.Hauteur du mur du canal d'approche.....	115
I-2-2.Chenal d'écoulement.....	115
I-2-3.Le coursier.....	116
I-2-4.Le bassin de dissipation.....	116
I-3.Vérification de l'apparition des phénomènes hydraulique dans le coursier	116
I-3-1.Vérification de l'apparition des vagues roulantes	116
II-Evacuateur à entonnement latéral.....	117
II-1.Dimensionnement et calcul hydraulique.....	117
II-2.Calcul de la hauteur des murs bajoyers	121
II-2-1.Chenal d'écoulement :.....	121
II-2-2.Le coursier :.....	122
II-2-3.Le bassin de dissipation.....	122
II-3.Vérification de l'apparition des phénomènes hydraulique dans le coursier	122
II-3-1.Vérification de l'apparition des vagues roulantes.....	122
II. Choix de la variante la plus favorable.....	123
Conclusion.....	124

Chapitre V: Calcul de génie civil

Introduction	126
V.1. Etude de stabilité.....	126
V.1.1. Stabilité du déversoir.....	126
V.1.1.1 étude d'infiltration.....	126

V.1.1.2. détermination des forces qui surgissent autour du déversoir.....	127
V.1.1.3. stabilité au renversement.....	128
V.1.1.4. Stabilité au glissement.....	129
V.1.2. Stabilité des murs bajoyers.....	129
V.1.2.1 Stabilité au renversement.....	130
V.1.2.2 Stabilité au glissement.....	131
V.2. Etude du ferrailage.....	131
V.2.1 Ferrailage du rideau.....	131
V.2.1.1 Le moment d'encastrement à la base du rideau.....	131
V.2.1.2 Le moment d'encastrement à h/2 du rideau.....	132
V.2.1.3 calcul des aciers.....	132
V.2.2 Ferrailage de la semelle.....	133
V.2.2.1 Contraintes σ dues aux forces verticales (sans P_s).....	133
V.2.2.2 Contraintes σ_{se} dues aux poids de la semelle :.....	133
V.2.2.3 Contraintes de réaction du sol :.....	133
V.2.2.4 Détermination des réactions du sol σ_c et σ_d	133
V.2.2.5 étude de la partie CA.....	133
V.2.2.6 étude de la partie BD.....	135
V.2.2.7 Calcul des aciers de la partie BD.....	136
CONCLUSION.....	137

Chapitre VI : Avant-Mètre Et Devis Estimatif

VI-1 Devis estimatif.....	139
Conclusion.....	140

Chapitre VII : Organisation de Chantier

Introduction :.....	142
VII-1. Travaux de réalisation.....	142
VII-1-1. Travaux de terrassements.....	142
VII-1-2. Travaux d'excavations.....	142
VII-1-3. Travaux secondaires.....	142
VII-2. Les moyens de chantier.....	143
VII-3. Programme des travaux.....	144
VII-4. Planification.....	144
VII-4-1. Définition.....	144
VII-4-2. Techniques de la planification.....	145
VII.4.2.1 Méthodes basées sur le réseau.....	145

VII.4.2.2. Méthode C.P.M (Méthode du Chemin Critique).....	146
VII.4.2.3. relations entre les tâches.....	146
VII.4.2.4. les paramètres de la méthode C.P.M.....	146
VII.4.2.5. Chemin critique (C.C).....	146
VII.4.2.6. Attribution des durées de chaque opération.....	147
VII.5. Les plannings.....	147
VII.5.1. Plan du travail au plus tôt :.....	147
VII.5.2. Plan de travail au plus tard (PTPP).....	147
VII.5.3. Plan de travail intermédiaire.....	147
VII.6. Délai de construction et programme des travaux.....	147
VII.7. Symboles des différentes opérations :.....	148
VII.8. Détermination du chemin critique.....	148
Conclusion	148

Chapitre VIII : Protection et Sécurité de Travail

Introduction	150
VIII.1. Causes des accidents de travail	150
VIII.1.1. facteurs humains	150
VIII.1.2. facteurs matériels	151
VIII.2. Causes des maladies professionnelles.....	151
VIII.3. Conditions dangereuses dans le chantier.....	151
VIII.3.1. Méthode et moyens de prévention.....	152
VIII.4. Actions dangereuses.....	152
VIII.4.1. Méthode et moyens de prévention	152
VIII.5 : Calcul du débit d'air nécessaire à la ventilation du tunnel	153
VIII.5.1 : Calcul du diamètre de la canalisation d'air nécessaire à la ventilation.....	153
VIII.5.2 : Calcul du diamètre des canalisations	154
Conclusion.....	155
CONCLUSION GENIRALE.....	156
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	157

Liste des Tableaux

Tableau I-1 : Résumé des profondeurs des nappes phréatiques le long de l'axe de la digue principale digue de col, l'évacuateur de crue et la galerie de dérivation.....	19
Tableau I-2 : Résumé des essais de Lugeon et l'évaluation.....	20
Tableau I.3 Coefficients d'accélération du séisme.....	23
Tableau I-4 : Résumé des données climatiques moyennes mensuelles mesurées à la station climatique de Skikda ; Source [ANRH].....	27
Tableau I-5 : Evapotranspiration, par le calcul de Penman (en mm) , Source [ANRH].....	28
Tableau I-6 : Evaporation Moyenne Mensuelle de Symons-bac (en mm).....	29
Tableau I-7 : précipitations moyennes dans la région.....	29
Tableau I-8 : Paramètres hydrologiques principaux.....	31
Tableau II- 1 : Coordonnées de la courbe hypsométrique.....	35
Tableau II-2: Détermination de la pente Roche Ip.....	38
Tableau II-3: Classification O.R.S.T.O.M (type de relief).....	38
Tableau II- 4:Evaluation de la pente moyenne.....	39
Tableau II-5: Calculs du temps de concentration.....	41
Tableau II-6 : Caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant.....	41
Tableau II-7: Températures moyennes, maximale et minimale de Skikda.....	42
Tableau II-8: Humidités à Skikda.....	42
Tableau II-9: Vitesse moyenne du vent en m/s – Station de Skikda.....	43
Tableau II-10: Insolation, nébulosité et radiations solaires mensuelles.....	44
Tableau II-11: Précipitations moyennes dans la région.....	44
Tableau II-12 : Stations pluviométriques utilisées pour le bassin versant de Charchar.....	44
Tableau II-13 : Répartition mensuelle de la pluie moyenne.....	45
Tableau II-14 : Paramètres statistiques des précipitations maximales journalières station EL-ARROUCHE :(030906).....	46
Tableau II-15: Ajustement a la loi de GUMBEL.....	46
Tableau II-16 : Ajustement a la loi normale.....	47
Tableau II-17: Ajustement a la loi log normale.....	48
Tableau II-18: Intensité pour les différentes fréquences.....	50
Tableau II-19 : Apports moyens interannuels.....	54

Tableau II-20 : Répartition mensuelle de l'apport moyen.....	54
Tableau II-21: Récapitulatif des coefficients de variation Cv.....	56
Tableau II-22 : Apports fréquentiels.....	57
Tableau II-23 : Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80%.....	57
Tableau II-24 : Pointe de Crue Annuelle enregistrée à la station hydrométrique.....	61
Tableau II-25: Débits de pointe de crue du barrage de Charchar, basés sur les valeurs K transférées.....	62
Tableau II-26 : Pluies de courte durée.....	62
Tableau II-27 : Débits de pointe de crue recommandés (m ³ /s) pour le bassin versant du barrage de Charchar.....	63
Tableau (II.28) : Hydrogramme de crues pour différentes périodes de retour.....	64
Tableau II-29 : Crue de projet recommandée [source CNAGB].....	66
Tableau II-30 : Répartition mensuelle des besoins en eau d'irrigation Et AEP.....	67
Tableau II- 31: Caractéristiques topographiques de la retenue.....	68
Tableau II-32 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Hm ³).....	71
Tableau II-33 : Valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologiques.....	73
Tableau II-34 : Les volumes des pertes dans la retenue	74
Tableau II-35 : Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes)	75
Tableau II-36 : Calcul les valeurs cumulées.....	79
Tableau II-37 : Volumes et débits déversant.....	83
Tableau II-38 : Calcul du débit déversant pour déferlantes largeurs b et la charge déversantHd.....	86
Tableau II-39:Récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine.....	88
Tableau II-40: Récapitulatif des résultats de la méthode de « Step by Step ».....	89
Tableau II-41 : Récapitulatif du calcul des hauteurs des vagues.....	90
Tableau II-42 : Récapitulatif des résultats de calcul de la largeur en crête.....	91
Tableau II-43 : volume totale de la digue pour chaque largeur déversant.....	92
Tableau II-44 : Résultats de calculs du coût de la digue pour les différentes largeurs déversantes.....	93
Tableau II-45 : Résultats de calculs du coût du déversoir pour les différentes largeurs déversantes.....	94
Tableau II-46 : Résultats de calculs du coût du canal d'approche pour les différentes largeurs déversantes.....	95

Tableau II-47 : Coût du Coursier pour différentes largeurs déversantes.....	95
Tableau II-48 : coût de l'évacuateur de crue pour différentes largeurs déversantes.....	96
Tableau II-49 : Tableau récapitulatif des prix totaux.....	96
Tableau IV-1: Les coordonnées du profil de déversoir.....	104
Tableau IV-2 : valeurs du coefficient de rugosité (coefficient de Strickler).....	106
Tableau IV-3 : Quelques valeurs de n coefficient de rugosité de Manning.....	107
Tableau IV-4: Calcul itératif de la hauteur normale pour le chenal d'écoulement.....	108
Tableau IV-5: Différents paramètres initiales de calcul de la ligne d'eau.....	111
Tableau IV-6 : Ligne d'eau à pas d'espace de 5m.....	111
Tableau IV-7 : Calcul de la profondeur critique.....	118
Tableau IV-8 : Paramètres géométrique et hydraulique du canal de restitution.....	121
Tableau IV-09 : Présentation des résultats de calcul hydraulique.....	123
Tableau VI-1 : Devis estimatif.....	139
Tableau VII.1 : symboles des opérations.....	148
Tableau VIII.1 : vitesse de l'air dans les différentes canalisations.....	154

Liste des figures

Figure (I-1) : Emplacement du Site de barrage.....	16
Figure (I.2) : Carte de zonage sismique de territoire nationale selon R.P.A 99 modifié en2003.....	23
Figure (I-3) : Evapotranspiration Moyenne Annuelle.....	28
Figure (I-4) : Carte pluviométrique des PMA.....	30
Figure. (II-1): Rectangle équivalent.....	34
Figure. (II. 2) : Courbe hypsométrique du bassin versant des oueds Hamida et Cherrioua....	35
Figure. (II. 3) : Réseau hydrographique du bassin versant.....	36
Figure. (II.4): Températures maximales et minimales à Skikda en fonction de temps.....	42
Figure. (II.5): Humidités à Skikda en fonction de temps.....	43
Figure (II.6) : Répartition mensuelle de la précipitation.....	45
Figure. (II-7): Ajustement à la loi de GUMBEL.....	47
Figure (II.8) : Ajustement à la loi normale.....	48
Figure. (II-9) : Ajustement a la loi log normale.....	49
Figure (II.10) : Pluie de Courte Durée.....	51
Figure (II.11) : Courbes intensité durée fréquence.....	52

Figure (II.12): Répartition mensuelle des apports.....	55
Figure (II-13) : Distribution probabiliste loi de GALTON(loi log normale) utilisée pour la distribution des pointes de crues de la station hydrométrique 03-09-1.....	61
Figure. (II-14): Hydrogrammes des crues pour différentes périodes de retour.....	65
Figure (II-15) : Courbes caractéristiques du réservoir (retenue).....	69
Figure (II-16) : Graphique d'exploitation (sans pertes).....	72
Figure (II-17) : Graphique d'exploitation (avec pertes).....	76
Figure (II-18) : Courbe réduite des valeurs cumulées.....	80
Figure (II-19) : Courbe des débits déversant.....	83
Figure (II-20) : Hydrogrammes des débits entrants et sortants.....	84
Figure (II-21) : Courbes $H=f(Q,q)$	87
Figure (II-22) : Courbes $V=f(Q,q)$	87
Figure (II-23) : Courbes d'optimisations.....	96
Figure. (IV-1) : Profil en long de l'évacuateur de crues.....	102
Figure. (IV-2): Les paramètres du profil d'un déversoir.....	103
Figure. (IV-3) : Profile de Greager du déversoir.....	104
Figure. (IV-4) : Schéma d'un convergent de l'évacuateur.....	109
Figure. (IV-5) : schéma explicative du linge d'eau.....	111
Figure. (IV-6) : Tracé de ligne d'eau dans le coursier à l'aide du logiciel CANAL21.....	112
Figure. (IV-7) : Schéma de calcul d'un évacuateur de crues.....	117
Figure (V .1) : présentation des forces qui agissent sur le déversoir.....	127
Figure (V .2): schéma de calcul.....	130
Figure (V.3) : diagramme de contrainte de la partie CA.....	134
Figure(V.4) : diagramme de contrainte de la partie BD.....	136

LISTE DES ANNEXES

Annexe I : Tableau. I.1 : Récapitulatif des résultats des essais relatifs à l'Essai de Proctor normal et Limite d'Atterberg

Tableau. I.2 : Puits de reconnaissance et échantillonnage (zone d'emprunt)

Tableau. I.3: Corrélation entre la classification unifiée des sols et la Performance du Barrage.

Tableau. I.4 : Essais Chimique (zone d'emprunt)

Tableau. I.5: Classification des Sols en Fonction de la Granulométrie et des Limites D'Atterberg (zone d'emprunt).

Figure .1.2.fuseau granulométrique pour les matériaux de la digue de barrage charchar

Figure.1.2.diagramme de plasticité de barrage charchar

Annexe II : Tableau. II.1 : Résumé des essais de perméabilité ou essai de lugeons du site de barrage de Charchar

Tableau. II.2: Résumé des essais de perméabilité ou essai de lugeons du site de barrage de Charchar

Tableau. II.3 : Résultats des essais d'UCS (essais de résistance à la compression simple) de la densité et la porosité.

Annexe III : Tableau.III.1 : les pluies moyennes mensuelles enregistrées dans la station Pluviométrique ELARROUCHE code « 030906 » source ANRH.

Tableau.III.2 : les pluies maximales journalières enregistrées dans la station Pluviométrique ELARROUCHE code « 030906 » source ANRH.

Tableau.III.3 : les débits maximaux journaliers enregistrés dans la station Hydrométrique oued safsaf code « 030901 » source ANRH.

Tableau.III.4 : Calcul du volume utile interannuel par la méthode Kristly-Menkel.

Tableau.III.5 : calcul Laminage de la crue par la méthode de HILDENBLAT.

Tableau.III.6.1 : calcul Laminage de la crue par la méthode de STEP BY STEP.

Tableau.III.6.2 : calcul Laminage de la crue par la méthode de STEP BY STEP.

Tableau.III.6.3 : calcul Laminage de la crue par la méthode de STEP BY STEP.

Tableau.III.6.4: calcul Laminage de la crue par la méthode de STEP BY STEP.

Tableau.III.6.5: calcul Laminage de la crue par la méthode de STEP BY STEP.

Tableau.III.6.6: calcul Laminage de la crue par la méthode de STEP BY STEP.

Annexe IV : 1-Abaque pour le calcul du tirant d'eau dans le coursier.

2- Détermination des caractéristiques du bassin de dissipation type III (USBR). (Extrait de «DESIGN OF SMALL DAMS»).

3- Abaque de calcul hydraulique d'un évacuateur latéral. ($L_1/L_0 = 0,5$).

INTRODUCTION GENERALE

L'eau est une ressource rare et précieuse, indispensable pour tout développement économique à savoir agricole ou industriel, elle est la source de la vie, sa demande est en croissance permanente.

Pour satisfaire cette demande en eau, on a recours à la mobilisation en construisant les ouvrages hydrauliques tels que les barrages.

Nous avons traité l'étude et la conception de l'évacuateur de crue du barrage CHARCHAR dans la wilaya de Skikda.

Le choix de ce dernier dépend essentiellement des facteurs suivants :

Le débit, la qualité des prévisions des crues, la durée de fonctionnement, la topographie, la géologie, le type de barrage et les problèmes d'exploitation; Ces facteurs qu'on aboutit à l'implantation de l'évacuateur de crue le plus favorable et le moins coûteux.

Notre étude comporte d'abord le mémoire de synthèse qui contient le résumé d'étude préliminaire de faisabilité de barrage (étude géologique étude géotechnique et étude hydrologique) et le calcul hydraulique des variantes possibles et le calcul génie civil de la variante réalisée.

Objectif :

L'évacuateur de crue constitue la partie sollicitée d'un aménagement hydraulique, en conséquence il est primordial de concevoir cet ouvrage génie civil en respectant les critères et les exigences techniques et économiques. Une étude de variantes s'avère nécessaire pour la réussite d'un tel projet. L'objectif du mémoire de fin d'étude et de réaliser un APD de l'évacuateur de crue du barrage de CHARCHAR

Chapitre I

Mémoire de Synthèse

Introduction :

Le site du Barrage de Charchar est situé tout juste en aval du confluent des oueds Frira et Charchar (Wilaya de Skikda) à peu près 13 km au sud-ouest de Skikda dans une région à pluviométrie d'environ 780 mm par an. L'eau provenant du barrage de Charchar serait surtout utilisée pour l'irrigation dans la région en aval du barrage. AEP de Zardezas, El Harouch, Ain Bouzaine et M'Djcz dchich

I.1.SITUATION GEOGRAPHIQUE

Le site du Barrage de Charchar et son bassin versant sont situés à peu près 13 km au sud-ouest de Skikda. Le site du barrage est situé tout juste en aval du confluent des oueds Hamida et Cherrioua.

La Figure I-1 montre l'emplacement et la carte de la zone d'étude.

Les coordonnées du site du barrage sont les suivantes :

X = 302,7 km

Y = 4074,32 km

Z = 80 m

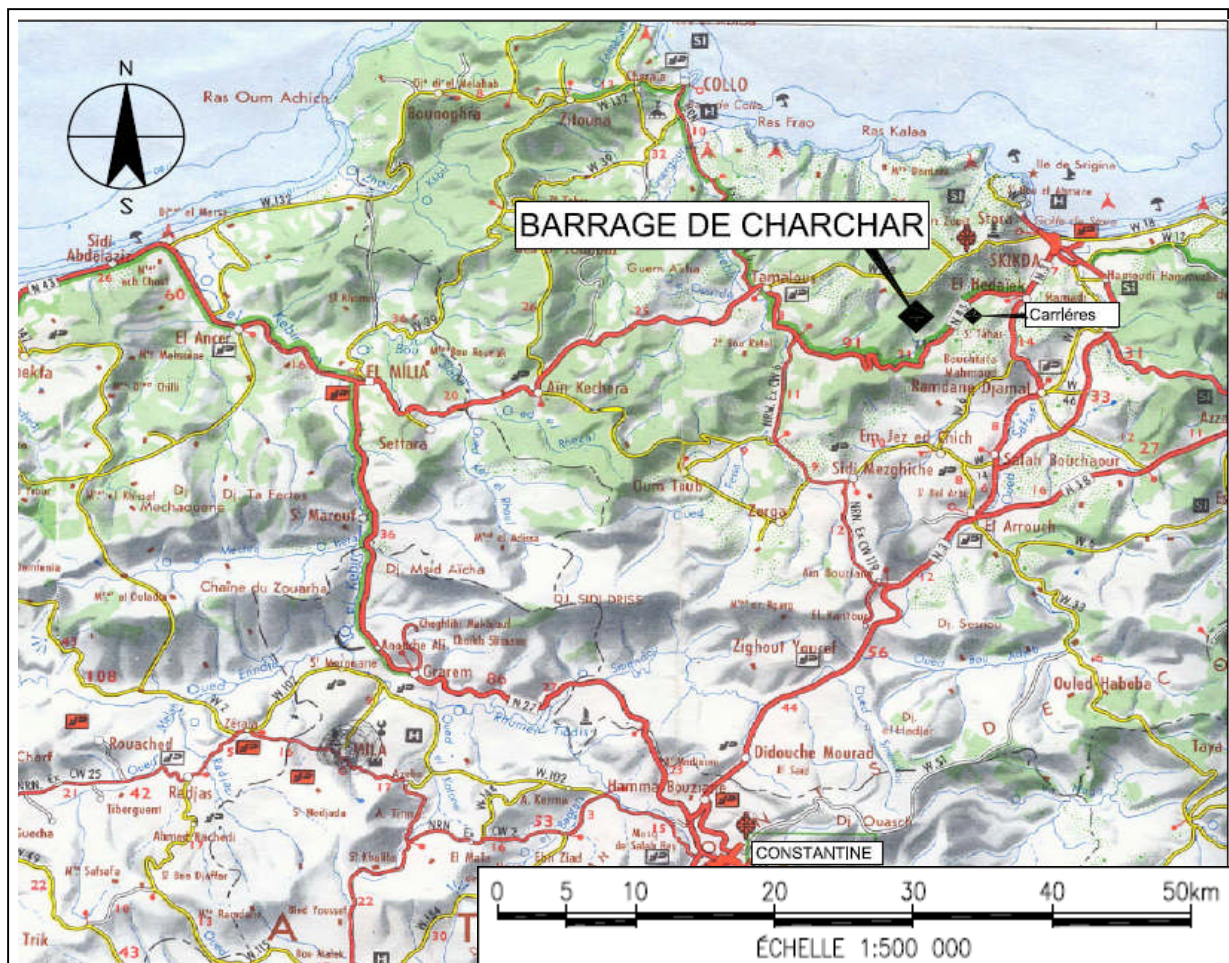


Figure I-1 : Emplacement du Site de barrage

I.2. LA GEOLOGIE DE LA ZONE D'ETUDE

I.2.1. lithologie

La lithologie du bassin versant du barrage de Charchar est en plus part constitué par des micaschistes granulitisés et des schistes micacés (gneiss) d'Eocène. Dans l'est, zones de dépôt de grès et de conglomérats Oligocène inférieur sont présente. Les sols rencontrés dans ces formations seraient principalement très argileuse et donc imperméable. Le bassin versant du barrage de Charchar est caractérisé par une végétation relativement dense le long des montagnes de Skikda et quelques zones d'agriculture dans les voisinages des villages autour du bassin versant. La végétation naturelle consiste d'arbres tels que le chêne liège, chêne zéen, des peupliers et de frênes. La végétation naturelle est principalement constituée de petits arbustes. La population est regroupée en villages qui vivent de l'agriculture. Environ 23% des terres cultivables sont utilisées pour l'agriculture dont 30% sont des vergers. Le restant est des fruits saisonniers. (Grandes cultures et maraîchages). Des captages/ prélèvements que l'on ne peut mesurer, particulièrement à partir des puits creusés dans le lit de la rivière, sont effectués de temps en temps.

I.2.2. Description stratigraphique et tectonique de la fondation

Les formations géologiques rencontrées au niveau de la cuvette et le site de Charchar sont de deux types :

➤ Les formations cristallines

Les formations cristallines se répartissent en deux faciès bien distincts :

a) Les micaschistes

Les micaschistes couvrent pratiquement le bassin versant de l'Oued Charchar, jusqu'à hauteur de la digue. Ils se présentent sous forme d'une roche finement feuilletée, riche en micas, dans laquelle alternent des feuillets.

b) Les schistes satinés

Ils sont des affleurements des schistes satinés au nord de la digue, et tout le long des deux rives de l'Oued Charchar. Les schistes satinés sont accompagnés de façon presque constante, par de nombreux filonnets de quartz. Les schistes satinés gris ont été rencontrés en profondeur dans certains sondages réalisés au niveau de la digue. Ils sont accompagnés par l'intercalation d'un banc de grès à ciment calcaire gris, d'environ 2 m d'épaisseur. Cette présence anormale d'un banc de grès dans des roches métamorphiques, peut s'expliquer par le fait qu'à la périphérie du massif les conditions de pression et température, ont été relativement faibles.

➤ Les formations sédimentaires

a) Les grès ou poudingues de base

Les grès de base, qui correspondent en aux poudingues peuvent observés dans le lit de l'Oued Frira (affluent du Charchar) de direction NO. Au niveau de l'oued Charchar, au contact des roches cristallines, les grès prennent une direction NE. Ils se présentent sous forme d'une roche à grains moyens à grossiers de couleur grise.

b) Les marnes

Les affleurements de marnes sont rares au niveau de la cuvette, car celles-ci sont souvent recouvertes par des couches d'argile et par la végétation. A l'affleurement, et à faible profondeur, les marnes se présentent sous forme de plaquettes, parfois oxydées. Dans les sondages, les marnes sont sableuses, compactes ou altérées.

c) Les marnes calcaires et les calcaires marneux

Ces formations, transgressif sur les roches cristallines, peuvent être classées dans la catégorie des marnes auxquelles elles sont souvent associées. Les calcaires marneux sont compacts et fissurés, avec des filons de calcite, parfois oxydés. Les marnes calcaires sont friables, très fracturées, souvent désagrégées.

d) Les grès supérieurs

Les grès n'apparaissent pas à l'affleurement dans la cuvette de Charchar. Cependant, nous avons pu observer, de part et d'autre de l'Oued Frira, des couches de grès altéré, très friable, avec de fins cristaux de micas.

Dans les roches cristallines, on note à l'affleurement la présence de petits plis qui se confondent souvent avec la schistosité. Les schistes sont affectés par une multitude de failles d'importance locale, de direction NO-SE.

Dans l'ensemble, les grès (ou poudingues de base) que l'on rencontre dans le lit de l'oued se présentent sous forme de blocs sans structure apparente. Il est possible néanmoins d'observer une stratification les pendages de 42° à 50°. Dans les dépôts sédimentaires les accidents tectoniques d'importance majeure n'existent pas.

I.2.3.Tectonique du site de Charchar

Au niveau du site de Charchar, on ne décèle aucune structure qui soit évidente. Les roches sédimentaires transgressives, reposent de manière monotone sur le massif cristallophyllien.

Dans les roches cristallines, on note à l’affleurement la présence de petits plis qui se confondent souvent avec la schistosité. Ces plis sont visibles dans le lit de l’oued Charchar, et notamment au point de coordonnées (X=302,750 et Y= 4074,320).

Les schistes sont affectés par une multitude de failles d’importance locale, de direction NO-SE, qu’on peut observer à l’affleurement mais aussi sur les carottes des sondages S1 à S7 Sur la rive gauche la fissuration semble plus prononcée, car en plus du fait que les sondages S1 et S2 montrent une fissuration plus importante, le profil sismique S1a mis en évidence, non loin du sondage S2, une faille de direction NO-SE.

Cette faille semble affecter les terrains de couverture, ainsi que les micaschistes sur une épaisseur d’environ 15 m.

Dans les roches sédimentaires, le complexe flysch est transgressif sur les formations Cristallines. Dans l’ensemble, les grès (ou poudingues de base) que l’on rencontre dans le lit de l’oued se présentent sous forme de blocs sans structure apparente.

I.3.HYDROGEOLOGIE

I.3.1-Etude des eaux souterraines

Les étés sont généralement chauds et secs, avec une évaporation généralement élevée. L’Évapotranspiration Moyenne Annuelle est de l’ordre de 1 230 mm. Les températures mensuelles moyennes varient entre 12,1 °C en janvier et 24,7 °C en août.

Les eaux souterraines suivent généralement la trace des fissures et fractures des roches ainsi que des couches poreuses des sols et roches.

Les puits artésiens n’ont pas été rencontrés pendant les forages.

I.3.2-La nappe phréatique

Les mesures de niveau d’eau ont été effectuées dans les piézomètres prévus à cet effet, notamment dans les sondages S1, S3, S4, S6, et S7, juste après leur réalisation.

Les mesures effectuées montrent l’existence d’une nappe d’eau concentrée principalement dans les terrains de couverture, et dans la partie altérée ou fissurée des formations schisteuses.

Tableau I-1 : Résumé des profondeurs des nappes phréatiques le long de l’axe de la digue principale, digue de col, l’évacuateur de crue et la galerie de dérivation.

Location	No. du sondage	Côte du sondage (m)	Profondeur verticale de la nappe phréatique (m)	Côte de la nappe phréatique (m)
Axe de la digue principale	S1	111 ,60	16,61	94,99
	S2	86 ,20	7,15	79,05
	S3	80,78	1,91	78,87
	S4	93 ,05	7,42	85,63

	S5	102,71	2,75	99,96
Galerie de dérivation	S4*	93,05	7,42	85,63
	S6	83,74	4,41	79,33
	S7	86,78	8,35	78,43
Evacuateur de crue	S12	120,59	7,40	113,19
	S13	109,50	5,40	104,10
	S14	86,00	7,40	78,60
Axe de la digue de col	S8	105,50	3,90	101,60
	S9	100,50	3,38	97,12
	S11	122,00	3,54	118,46

I.3.3-Perméabilité

Les essais de perméabilité ou essai Lugeons ont été réalisés dans les sondages aux sites du barrage de Charchar pour déterminer la perméabilité et avoir une idée sur la présence ou l'absence des vides et des fractures au sein de la masse rocheuse. Les essais ont aussi été réalisés pour établir la profondeur dans le cas où il existe. La présence des vides et fractures pourront contribuer aux fuites et perte d'eau dans la cuvette du barrage de Charchar. Les résultats des essais lugeons classés selon les différentes parties du barrage sont contenus dans le tableau I-2.

Tableau I-2 : Résumé des essais de Lugeon et l'évaluation

Lieu	Numéro du sondage	Profondeurs des étages (m)	Perméabilité de la masse rocheuse (Lugeon)	Type d'écoulement
Flanc gauche de l'axe de la digue principale	S1	5-10	3	Laminaire
		10-15	<2	Laminaire
		15-20	<2	Laminaire
		20-25	<2	Laminaire
		25-30	<2	Laminaire
		30-35	<2	Laminaire
	S2	35-40	<2	Laminaire
		15-20	<2	Laminaire
Flanc droit d'axe de la digue principale	S4	20-25	<2	Laminaire
		6-10	6	Laminaire
		10-15	<2	Laminaire
		15-20	<2	Laminaire
	S5	20-25	<2	Laminaire
		5-10	<2	Laminaire
		10-15	<2	Laminaire
		15-20	3	Laminaire
		20-25	3	Laminaire
		25-30	3	Laminaire
Lit de la	S3	30-35	3	Laminaire
		35-40	2	Laminaire
		5-10	<2	Laminaire
		10-15	<2	Laminaire
		15-20	<2	Laminaire

ravière		20-25	<2	Laminaire
Axe de la digue de col	S8	10-15	6	Laminaire
	S9	10-15	3	Laminaire
	S11	10-15	2	Laminaire

I.4.LA GEOPHYSIQUE DE LA ZONE D'ETUDIE :

L'objectif de l'étude géophysique était de déterminer la profondeur de la couverture du terrain, le profil de la roche altérée pour la fondation du barrage et afin de déterminer autres anomalies ainsi que des zones de faille.

I.4.1-Suivant l'axe de la digue principale :

Cette coupe passe par les sondages S1, S2, à 10m de S3, S4 et S5, et fait ressortir plusieurs terrains (de haut en bas) :

(a) Couche 1

Une première couche superficielle qui suit l'allure de la topographie. Cette couche d'une vitesse inférieure à 650m/s correspond à la couche altérée, essentiellement aux colluvions. Son épaisseur peut atteindre 6m sur la rive gauche. La base de cette couche est bien définie par la sismique.

(b) Couche 2

La seconde couche apparaît avec une vitesse comprise entre 1000 à 2000m/s. Elle correspond à des schistes altérés au niveau du sondage S1. L'altération doit être très importante. En effet, cette vitesse est très faible en comparaison avec les vitesses caractéristiques des schistes, $3000 < V < 4500$ m/s.

Cette couche n'existe pas sur la rive droite. Ceci est probablement dû à l'érosion. Son épaisseur moyenne est de 4m et elle semble devenir plus épaisse plus au nord.

(c) Couche 3

Cette couche a une vitesse variant de 2000 à 3000 m/s (le plus souvent proche de 3000 m/s). Elle correspondrait aux schistes peu consolidés. Son toit est clairement défini sauf dans les endroits où son épaisseur est faible. Ceci est dû au fait qu'elle surmonte un substratum schisteux à haute vitesse et que la sismique réfraction est «aveugle» dans ce cas, et ne peut caractériser les couches minces.

L'épaisseur de cette couche est très variable et semble dépasser 15m sur la rive droite.

(d) Couche 4

Cette couche correspond à l'apparition des vitesses élevées, supérieures à 3000 m/s. La vitesse moyenne est de 4000 m/s. Dans la partie sud du profil, la vitesse dépasse 5000 m/s. elle correspond à des schistes satinés et bien consolidés.

Sa profondeur moyenne est de 10m sur la rive gauche. Sur la rive droite, sa profondeur passe de 3m à plus de 20m.

Au centre du profil, une faille d'un rejet de 5m affecte les schistes.

I.4.2- Suivant l'axe de l'évacuateur de crue :

Ce profil est situé de l'autre côté de la montagne, sur l'axe prévu de l'évacuateur de crue.

(a) Couche 1

Une première couche superficielle qui suit l'allure de la topographie. Cette couche d'une vitesse variant de 500 à 750 m/s. Elle correspond à la couche altérée. Son épaisseur moyenne est de 2m.

(b) Couche 2

La seconde couche apparaît dans la partie supérieure de l'axe avec une vitesse comprise entre 1000 et 1500 m/s. Elle correspond probablement à des argiles. Son épaisseur varie de 2m à plus de 10m.

(c) Couche 3

Cette couche a une vitesse variant de 1500 à 2500 m/s (le plus souvent entre 2000 et 2500 m/s). Elle pourrait correspondre à une formation gréseuse. Son épaisseur varie de 6 à presque 20m.

(d) Couche 4

Cette couche correspond à l'apparition des vitesses élevées, supérieures à 3500 m/s. Cette couche constitue probablement le socle schisteux. Dans la partie extrême Ouest (partie supérieure) du profil, la vitesse de cette couche est la plus faible. Elle est de 3400 m/s. Elle pourrait correspondre à des schistes ou bien à des grès satinés bien consolidés.

Sa profondeur varie de moins de 10m à plus de 20m.

I.4.3-Suivant l'axe de galerie de dérivation

Ce profil amont – aval s'est situé sur le début de la rive droite, plus exactement sur l'emplacement prévu de l'axe de la galerie de dérivation provisoire. Il passe par les sondages S6 et S7.

Cette coupe fait ressortir les mêmes terrains observés sur l'axe de la digue principale.

I.5.SISMICITE DE LA ZONE D'ETUDE :

L'Algérie a tout le temps été soumise à une activité sismique intense avec comme résultats des pertes humaines et matérielles importantes dommageables non seulement aux individualités et collectivités locales, Donc pour pouvoir résister à ce phénomène, on doit construire des ouvrages de telle sorte à leur fournir un degré de protection tolérable en répondant aux règles parasismiques algériennes.

L'activité sismique est due principalement à la nature géologique de la région magrébaine et à ses caractéristiques tectoniques à la frontière de la plaque africaine et eurasienne, en mouvement compressif permanent (tectonique des plaques) Le site de notre barrage est situé dans la zone « IIa » (zone caractérisée par moyenne à forte intensité sismique selon les R.P.A correspondant à une intensité de VII selon l'échelle de MERCALI) Dans notre cas l'ouvrage à une grande importance ce qui lui permet d'être classé dans le groupe IIA selon le règlement R.P.A voire figure I.2)

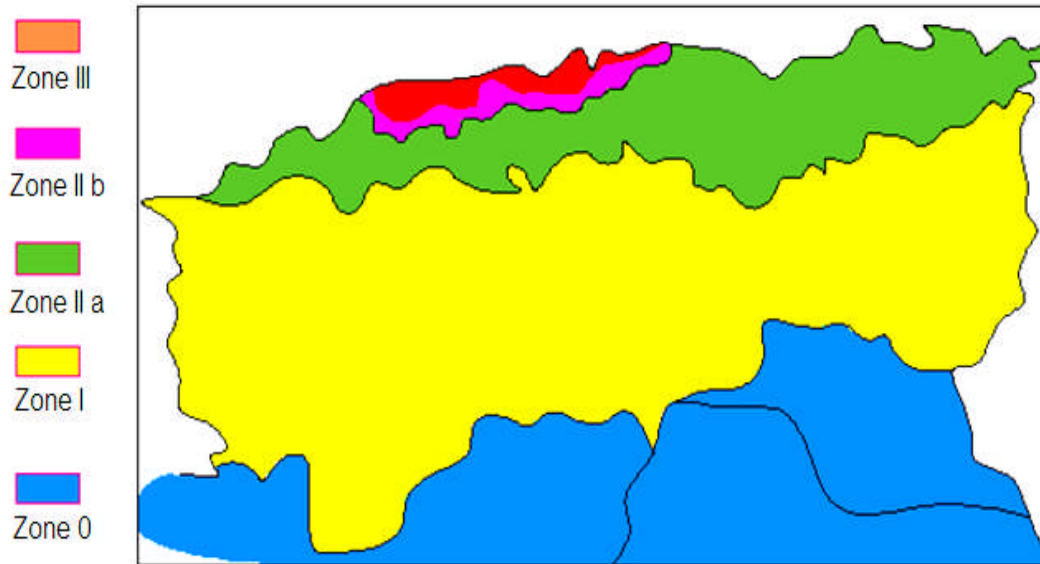


Figure I.2 : Carte de zonage sismique de territoire nationale selon R.P.A 99 modifié en 2003

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

Tableau I.3 Coefficients d'accélération du séisme.

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

I.6. ETANCHEITE DE LA CUVETTE :

Au niveau de la cuvette les probabilités de fuite vers les bassins voisins sont minimales. Cependant au niveau de la zone de contact (formations cristallines et sédimentaires), située à l'endroit de l'évacuateur de crues nous avons observé dans les grès des failles d'importance locales de direction NE-SO. Des fissures plus ou moins importantes ont été également observées dans les sondages S12 et S11.

Il y a lieu donc de prévoir un traitement de la partie comprise entre le S12 et S11 par la pose d'un voile d'étanchéité.

I.7.FONDATION DE BARRAGE ET SES OUVRAGES ANNEXES :

I.7.1.Digue principale :

La fondation des ouvrages du barrage principale sera réalisée à une profondeur de 3 à 7 m environ; sur une roche moyennement dure à dure et moyennement altéré à fraîche, généralement les micaschistes, schistes satiné et schiste micacé satiné à joints très rapprochés à espacé.

I.7.2.Digue de col :

La fondation de la digue de col sera réalisée à une profondeur de 3m environ, sur une roche fortement dégradée, généralement des marnes calcaires, marnes argileuses et des grès.

I.7.3.Ouvrages de dérivation

I.7.3.1.Dérivation Provisoire

La fondation de la galerie de dérivation sera, elle aussi, réalisée sur une roche schisteuse selon les endroits.

Les ouvrages de prise et de vidange seront utilisés pour dériver la rivière lors de la construction. Une capacité de débit de $95 \text{ m}^3/\text{s}$ a été choisie, ce qui représente un débit de crue bi-décennale amorti de $135 \text{ m}^3/\text{s}$.

I.7.3.2.Prise et vidange d'exploitation

La demande pendant l'année atteint son maximum durant le mois de juillet et est de $475\,000 \text{ m}^3$. Si l'eau est relâchée à travers la conduite de dérivation plus de 8 heures par jour, 22 jours par mois, le débit sera environ égal à $0,75 \text{ m}^3/\text{s}$. Ceci nécessitera une conduite de 500 mm de diamètre si l'on assume que la vitesse de l'écoulement est inférieure à 4 m/s.

I.7.3.3.Prise d'eau

Etant donné la sismicité de la région et les charges sismiques importantes qu'une tour de prise autonome devrait être capable de supporter de par sa conception, il a fallu prendre en considération des alternatives à la tour de prise proposée en Mission 1. Le flanc droit de la vallée se prête à une structure de prise similaire à celle du barrage de Bouroumi et du barrage Mohale au Lesotho. La structure de prise sera située sur la pente droite de la vallée en amont du remblai. Il s'agira d'une structure en béton qui reposera sur la roche le long de la pente à

une profondeur de 2,5 à environ 4 m. L'avantage de cette structure est qu'elle n'a pas besoin d'une grande base lourde, de murs épais et de lourdes armatures, ce qui serait le cas pour une tour de prise autonome.

Pour permettre de tirer la meilleure eau du niveau supérieure, trois prises seront mises en place. Une vanne papillon de 500 mm de diamètre sera placée à chaque prise. Chaque prise sera protégée par une grille fixe. Si les vannes papillon demandent à être entretenues, un batardeau sera abaissée jusqu'au niveau de cette prise. L'accès aux ouvrages de vidange se fera par la salle de contrôle située en haut de structure de prise.

La prise la plus basse à 93,4 m NGA permettra de tirer de l'eau du barrage à environ 94,5 m NGA (une immersion de 1,5 x le diamètre de la prise est recommandée pour empêcher l'air d'être absorbé dans la conduite de prise). A ce niveau, le volume de retenue restant dans la cuvette sera environ de 251 000 Hm³ (5% du volume de retenue total).

I.7.3.4. Conduite

La conduite en béton armé aura plus ou moins la forme d'un œuf pour résister aux concentrations de contraintes des contraintes due à la formation d'une voûte dans le remplissage sur la conduite (Melville, 1987).

I.7.3.5. Vidange de fond

Une vidange de fond sera fournie pour vider le barrage en cas d'urgence et pour chasser les dépôts de sédiments autour des prises d'eau. La vidange de fond sera fournie à une élévation de 86,24 m NGA. Il s'agit d'une conduite de 600 mm de diamètre déchargeant environ 2,3 m³/s lorsque le niveau de l'eau dans le barrage est à la CRN.

Une seule vidange de fond sera fournie à une élévation de 86,24 m NGA. Il s'agit d'une conduite de 600 mm de diamètre déchargeant environ 2,3 m³/s lorsque le niveau de l'eau dans le barrage est à la CRN.

La vidange de fond se terminera par une vanne de réglage type « Howell Bunger » juste en aval de la jonction, entre la structure de prise et la conduite. Ceci signifie que la vidange de fond se déversera directement dans la conduite. Aucun dispositif de dissipation ne sera nécessaire en aval de la conduite puisque la longueur de la voie de passage à travers la conduite dissipera suffisamment le débit pour empêcher l'érosion du matériau du lit de la rivière. Une vanne papillon de 600 mm de diamètre sera fournie pour permis l'entretien de la vanne de réglage.

I.7.4. Batardeaux

Le batardeau en amont sera implanté de façons qu'il pourra être incorpore dans la digue principal et sera construit en remblai tout-venant. Le batardeau en aval sera nécessaire pour empêcher les eaux de crue de remonter dans la zone où la digue sera construite.

La fondation de l'évacuateur de crue, situé sur le flanc gauche de la digue de col, sera réalisée à une profondeur variant entre 6m et 10m environ, sur des roches fortement dégradées, généralement des marnes, marnes calcaires et grès à joints rapprochés et moyennement rapprochés, mais très rapprochés à certains endroits.

I.8.DESCRPTION DES MATERIAUX DISPONIBLES :

Le bassin de l'oued Charchar est constitué essentiellement par des formations cristallines (schisteuses). La seule zone d'intérêt est représentée par la terrasse formée par les dépôts d'âge Quaternaire et les colluvions. La superficie totale de cette terrasse ne dépasse pas 1 ha.

La cuvette de l'Oued Frira, de par sa morphologie, et son étendue, se présente en apparence, comme une zone susceptible de fournir les matériaux nécessaires à la construction de la digue. Selon les résultats des essais, les matériaux dans la cuvette sont constitués de 12% à 34% d'argile, de 8% à 88% de limon et de 11% à 33% de sable. La densité sèche maximale (Proctor) est comprise entre 1 660 kg/m³ et 1780 kg/m³. Les résultats des essais de la teneur en CaCO₃ ont permis de classer les matériaux en tant que marne ou argile marneuse globalement. La teneur en CaCO₃ varie entre <1% et 11,18%.

Les matériaux fins sont classés en tant que CL (argile sableuse et limoneuse) dans la classification de « Unified Soil Classification System » (USBR, 1987) avec un indice de plasticité moyen à élevé. Les résultats des essais indiquent une limite de liquidité entre 38 et 74 avec un indice de plasticité entre 13 et 38. L'essai de Proctor normal indique une teneur en eau optimale comprise entre 5% et 18%. Les matériaux sont favorables pour le noyau et pour le remblai tout-venant d'un barrage en terre si l'on se base sur le diagramme de plasticité et les observations faites sur le terrain.

Les versants de l'oued Charchar étant constitués par des schistes, les produits d'altération et d'érosion représentent essentiellement par des sols schisteux. Les dépôts grossiers (galets et graviers) proviennent de l'érosion des grès situés sur les rives de l'oued Frira, mais les alluvions sont limitées et uniquement aux abords de l'oued, et que leur épaisseur dépasse rarement 1 mètre.

Il existe entre Bouchtata et El Hadaïck deux carrières susceptibles de fournir les granulats nécessaires à la construction du Barrage : La première, située à la sortie d'El Hadaïck, produit des granulats à partir de Cipolins et la deuxième est située entre El Hadaïck et Bouchtata, à environ 7 km du site du Barrage de Charchar. La roche est constituée par des gneiss. La roche qui est excavée pour la construction du barrage sera convenable pour le pied enrochement et peut-être aussi pour le riprap. Cependant, la durabilité à long terme de la roche schisteuse sera peut-être peu convenable. Les matériaux tendres (alluvions et colluvions) pourront être utilisés dans les recharges.

I.9. HYDROLOGIE

I.9.1.Climat

Le bassin versant de Charchar et celui de la station hydrométrique 03-09-01 sont sujets à des précipitations d'hiver : environ 80% des PMA ont lieu entre novembre et avril. L'été est généralement chaud et sec, avec une évaporation généralement élevée. L'Évapotranspiration Moyenne Annuelle (EMA) est de l'ordre de 1230 mm. Les températures mensuelles moyennes varient entre 12,1 °C en janvier et 24,7 °C en août. Le Tableau I-4 résume les températures moyennes mensuelles, les heures d'ensoleillement, l'humidité, la vitesse du vent et l'évapotranspiration mesurée à la station climatique de Skikda, qui est située à environ 13 km au nord-ouest du site du barrage de Charchar et de son bassin versant. Les enregistrements à la station de Skikda s'étendent de 1975 à 1995.

Tableau I-4 : Résumé des données climatiques moyennes mensuelles mesurées à la station climatique de Skikda ; Source [ANRH]

Elément	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Dec	Tota l
Température °C	12,1	12,3	13,3	15,0	18,1	21,0	24,0	24,7	23,1	19,7	16,2	17,7	
Heures d'ensoleillement (en heures)	5,8	6,3	7,3	8,1	9,3	10,5	11,4	10,6	8,9	7,3	6,2	5,2	
Humidité (%)	78,4	76,2	77,7	83,7	82,5	77,5	74,8	82,0	83,1	76,6	82,7	79,3	
Vitesse du vent(m/s)	3,0	3,1	2,9	2,7	2,5	2,5	2,5	2,4	2,5	2,5	2,8	3,2	
Evapotranspiration Penman (mm)	40	52	83	111	139	159	180	167	124	85	50	37	1227

I.9.2.Evaporation

L'évaporation mensuelle doit être utilisée dans la modélisation d'un bassin versant ainsi que la simulation d'évaporation des surfaces des réservoirs et, si possible, le calcul de la demande relative à l'irrigation. L'évapotranspiration (ETP), qui se base sur la formule de Penman et qui utilise les données de la station de Skikda, était disponible. Le Tableau I-5 indique la liste de l'évapotranspiration moyenne mensuelle et annuelle à Skikda et la Figure I-3 illustre les isolignes de l'Évapotranspiration Moyenne Annuelle pour les bassins versants du barrage de Charchar et de la station hydrométrique 03-09-01. La carte de l'évapotranspiration a été obtenue par l'Agence National de Ressources Hydraulique (ANRH, 2000). L'EMA du barrage de Charchar ainsi que l'EMA de la station hydrométrique 03-09-01 a été calculée comme étant 1 195 mm.

Tableau I-5 : Evapotranspiration, par le calcul de Penman (en mm) , Source [ANRH]

Moi	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Dec	Total
ETP(mm)	40	52	83	111	139	159	180	167	124	85	50	37	1227
ETP(%)	3,3	4,2	6,8	9,0	11,3	13,0	14,7	13,6	10,1	6,9	4,1	3,0	100

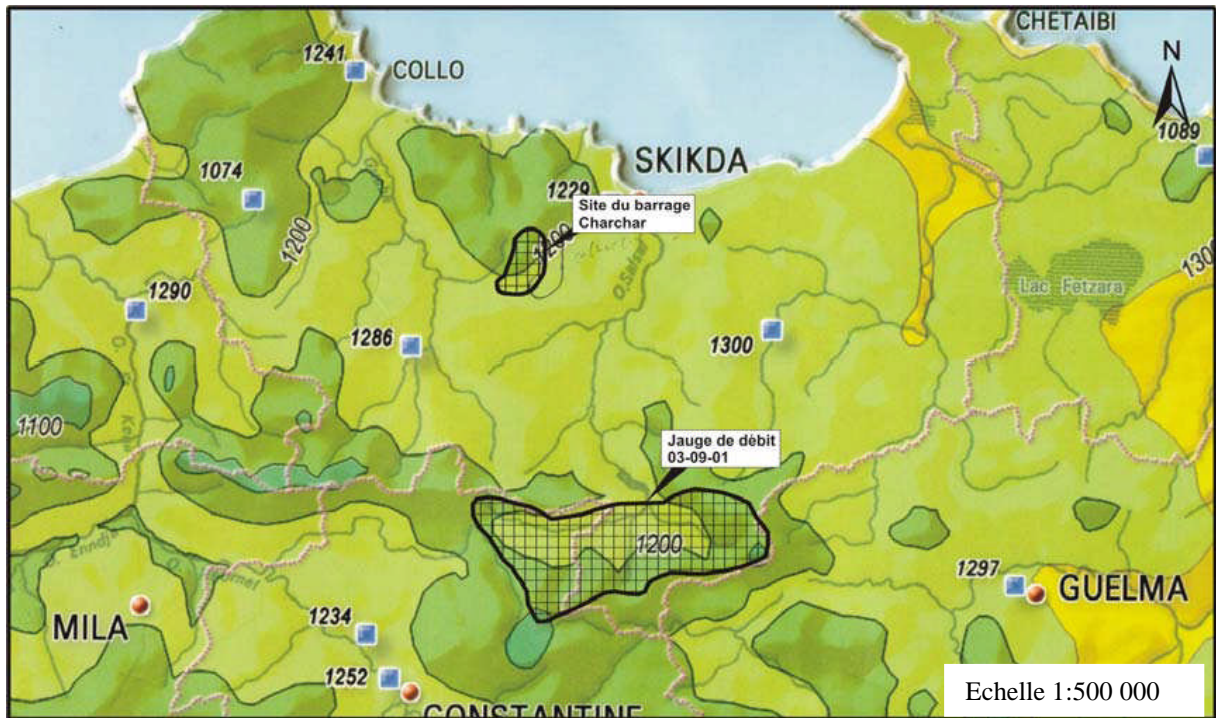


Figure I-3 : Evapotranspiration Moyenne Annuelle

L'évapotranspiration calculée selon la méthode de Penman équivaut à peu près à l'« évaporation d'eau libre ». Puisque les valeurs de l'évaporation mensuelle de Symons-bac sont utilisées dans le modèle du bassin versant, l'évapotranspiration mensuelle de Penman a été convertie en son équivalent Symons-bac, en utilisant des facteurs de conversion. Les valeurs d'évaporation sont représentatives de l'évaporation mesurée à un bac d'évaporation. Les facteurs de conversion mensuels, dont la valeur est inférieure à 1, servent à convertir les valeurs d'évaporation mesurées au bac en valeurs d'évaporation des réservoirs et lacs. Les facteurs de conversion tiennent compte de la différence des superficies exposées dans le bac ou dans le réservoir ainsi que des impacts atmosphériques sur les différents volumes et superficies des deux masses d'eau. Les facteurs de conversions ainsi que les résultats concernant l'évaporation sont donnés dans le Tableau I-5-2-2. A noter que les chiffres d'évaporation Penman ont été divisés par les facteurs mentionnés cidessus afin de les convertir en chiffres Symons-bac.

Tableau I-6 : Evaporation Moyenne Mensuelle de Symons-bac (en mm)

Bassin versant	EMA	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Dec
Facteurs de conversion		0,81	0,82	0,83	0,84	0,88	0,88	0,88	0,87	0,85	0,83	0,81	0,81
Station hydrométrique 03-09-01	1422	102	60	43	47	57	92	122	155	183	211	200	149
Barrage de Charchar	1422	102	60	43	47	57	92	122	155	183	211	200	149

Source [ANRH]

I.9.3. Precipitation

I.9.3.1. Precipitations enregistrées

Le tableau suivant montre que les précipitations moyennes dans la région varient entre 574mm (station de Sidi Mezghich) et 879,3 mm (station de Bissy).

Tableau I-7 : précipitations moyennes dans la région

Code	Nom	Pluie moy (mm)
30801	Skikda port	750,0
30906	El Arrouch	608,9
30907	Sidi Mezghich	574,0
30908	Emdjez Cheikh	583,6
30909	Ramdane Djamal	586,3
30910	Bissy	879,3
30911	Bouchtata	648,7
30919	Skikda	810,0

I.9.3.2. Précipitations moyennes annuelles (PMA)

Une carte isohyète des bassins versants du site du barrage de Charchar et de la station hydrométrique 03-09-01 est indiquée en Figure I-4. Cette carte, fournie par l'ANRH et préparée en 1993, est au 1:500 000. On notera qu'elle exclut les précipitations de la période s'étendant entre 1960 et 1969. La carte isohyète a été utilisée pour déterminer les PMA des bassins versants (site du barrage de Charchar et station hydrométrique 03-09-01). Une PMA de 780 mm a été déterminée pour le bassin versant du barrage de Charchar et une PMA de 720 mm a été déterminée pour le bassin versant de la station hydrométrique 03-09-01.

Les cartes isohyètes sont généralement préparées suivant une étude des paramètres régionaux et prennent en compte les variabilités de la pluviométrie enregistrée aux stations les plus représentatives. Les cartes isohyètes prennent aussi en considération la topographie en générale. Suivant ce qui est dit ci dessus, il semble plus aisé de déterminer les PMA en utilisant les cartes isohyètes au lieu d'utiliser les précipitations enregistrées de la région. Il existe une similarité entre la pluviosité des bassins versants des oueds Charchar et Saf Saf basée sur des valeurs des PMA de 780 et 720 mm respectivement.

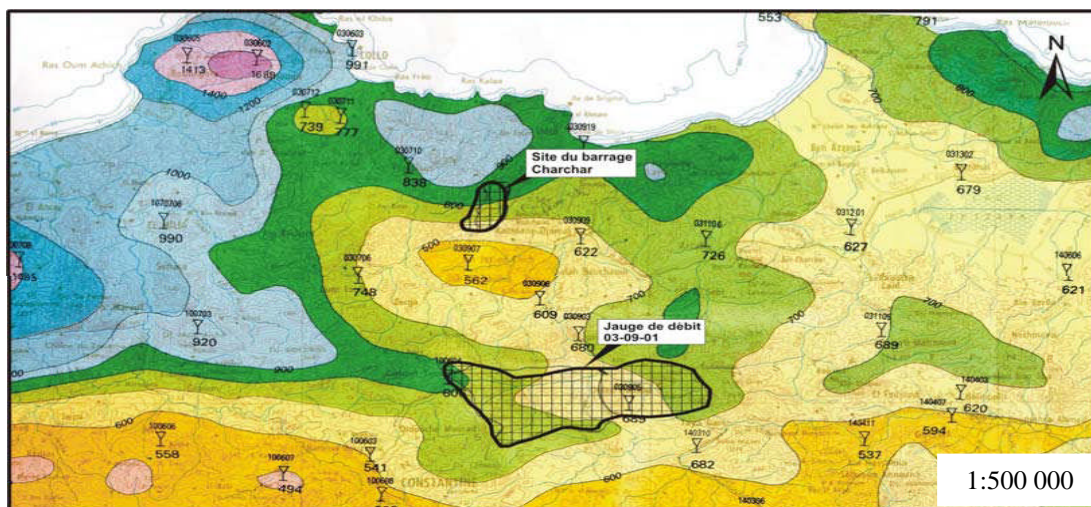


Figure I-4 : Carte pluviométrique des PMA

I.5.5.Débit du cours d'eau

Le bassin versant d'Oued Charchar, jusqu'au site du barrage de Charchar ne fait pas l'objet de mesures hydrométriques. Les données mensuelles sur les débits, enregistrées à une station hydrométrique, sont cependant nécessaires pour calibrer le modèle Pluviosité - Écoulement du bassin versant. Si le bassin versant considéré n'est pas mesuré, le modèle peut être calibré sur la base de données relative aux débits provenant d'un bassin versant proche dont l'hydrologie est similaire ; les paramètres calibrés sont alors transposés au bassin versant qui ne fait pas l'objet de mesures.

Deux stations hydrométriques situées dans des bassins versants voisins à celui de Charchar furent considérées pour le calibrage du modèle Pluviosité –Écoulement. La station 03-07-02 sur les hauteurs de l'Oued Guebli a une courte période de données allant de 1970 à 1982, alors que la station 03-09-01 sur l'Oued Saf Saf a une période de données allant de septembre 1968 à août 1994. L'Oued Saf Saf est situé au sud du bassin versant du barrage de Charchar comme indiqué dans la Figure I-4. Le Tableau I-8 liste les paramètres hydrologiques principaux pour ces deux stations.

Tableau I-8 : Paramètres hydrologiques principaux

PARAMETRE	UNITE	BASSIN VERSANT 03-09-01	BASSIN VERSANT DU BARRAGE DE HARCHAR
Superficie du bassin versant	km ²	322	23
PMA	mm	720	780
EMA	mm	1422	1422

Le bassin versant du barrage de Charchar et celui de la station hydrométrique 03-09-01 sont hydrologiquement similaires en termes de précipitations, topographie et utilisation des terres. Le bassin versant de la station 03-09-01 est cependant bien plus grande que celle du barrage de Charchar. Il doit être pris en note que les paramètres du modèle pluviosité-écoulement Pitman sont des paramètres généraux qui peuvent être transmis au bassin versant avoisinant ayant des caractéristiques similaires. Basée sur la longueur des séquences des données, la station hydrométrique 03-09-01 a été utilisée pour calibrer le modèle du bassin versant précipitations/écoulement et les paramètres du modèle Pitman ont été ensuite transposés au bassin de l'Oued Charchar pour obtenir une simulation des séquences de débit du bassin versant du barrage de Charchar.

I.10.ETUDE DE SEDIMENTATION

Le débit solide au bassin versant du barrage de Charchar peut être déterminé d'après les levés effectués aux retenues existantes. Les barrages les plus proches sont les barrages de Guenitra (256t/km².an) au sud-ouest et celui de Zardezas (2609 t/km².an) qui est plus loin au sud-est du barrage de Charchar. Encore plus loin, le barrage de H.Debach, au sud est du site du barrage de Charchar a un débit solide de 213 t/km².an. Autres barrages environnant sont ceux de Beni

-Zid et celui de Zid Emba. Malheureusement, ces barrages n'ont pas de données de levées de la cuvette.

A partir des évaluations des trois barrages, celui de Guenitra, Zardezas, il peut être déduit que le rendement en sédiment pour le barrage de Charchar variera entre 200 et 2600 t/km.an.

Conclusion :

Le mémoire de synthèse est un document très important dans l'étude d'avant projet détaillé d'un barrage (APD). Il résume les études préliminaires faites pendant l'avant projet sommaire (APS) tel que l'étude topographique, géologique, géotechnique et hydrologique.

La construction d'un barrage au site proposé sur l'Oued Charchar serait faisable.

Le barrage sera formé d'une digue principale et une digue de col en terre avec les noyaux d'argile dont le volume de retenue brut sera égal à 5 Hm^3 . La Cote de Retenu Normale sera à 110,0 m NGA et la crête de la digue à 113,5 m NGA. La hauteur maximale de digue principale au-dessus de la fondation la plus basse sera égale à 39 m et la digue de col sera de 14 m. Des matériaux qui conviennent pour les digues sont présents dans la cuvette, mais des investigations supplémentaires devront être réalisées pendant les études d'APD afin de confirmer des quantités supplémentaire de matériaux grossière pour le remblai tout-venant.

Chapitre II

Etude Hydrologique

Introduction :

L'étude hydrologique vise généralement la détermination de certaines caractéristiques du Bassin versant ainsi que les caractéristiques hydro-pluviométriques nécessaires à l'étude de dimensionnement hydrotechnique du barrage.

II.1. Caractéristiques du bassin versant:

Le site du Barrage de Charchar et son bassin versant sont situés à peu près 13 km au sud-ouest de Skikda. Le site du barrage est situé tout juste en aval du confluent des oueds Frira et Charchar.

II.1.1. Caractéristiques morphologique :

II.1.1.1. Paramètres géométriques :

a) Surface du bassin versant:

La superficie est obtenue après avoir déterminé les limites du bassin versant Est de :

$$S = 23 \text{ km}^2$$

b) Périmètre du bassin versant:

Le périmètre est de : 24,5Km

c) Longueur du talweg principal:

C'est le talweg le plus long il est de : 9,2 Km

II.1.1.2. Paramètres de forme:

a) Indice de compacité (GRAVELIUS):

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

$$K_c = 0,28 \frac{P}{\sqrt{S}} \dots\dots\dots (II-1)$$

1)

P: périmètre du bassin versant.

S: surface du bassin versant.

$$\text{Donc : } K_c=1,43$$

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

b) Coefficient d'allongement :

Ce coefficient est obtenu par la relation :

$$C_a = L^2 / S \dots\dots\dots (II-2)$$

L : la longueur du talweg principal est de : 9,2 Km

S : la superficie du bassin versant est de : 23 Km²

$$\text{Donc : } C_a=3,68$$

c) Rectangle équivalent:

C'est la transformation du bassin versant en un rectangle de longueur (L) et de largeur (l) en gardant la même surface, ceci permet la comparaison entre les bassins versant du point de vue influence de la forme sur l'écoulement. Ainsi que ces deux paramètres sont déterminées par les formules suivantes :

La longueur est donnée par la formule :

$$L = K_c \frac{\sqrt{S}}{1,128} \left[\sqrt{1 - \left(\frac{1,128}{K_c}\right)^2} + 1 \right] \dots\dots\dots(\text{II-3})$$

La largeur est donnée par la formule:

$$l = \frac{P}{L} \dots\dots\dots(\text{II-4})$$

L=9,82 Km

l=2,43 Km

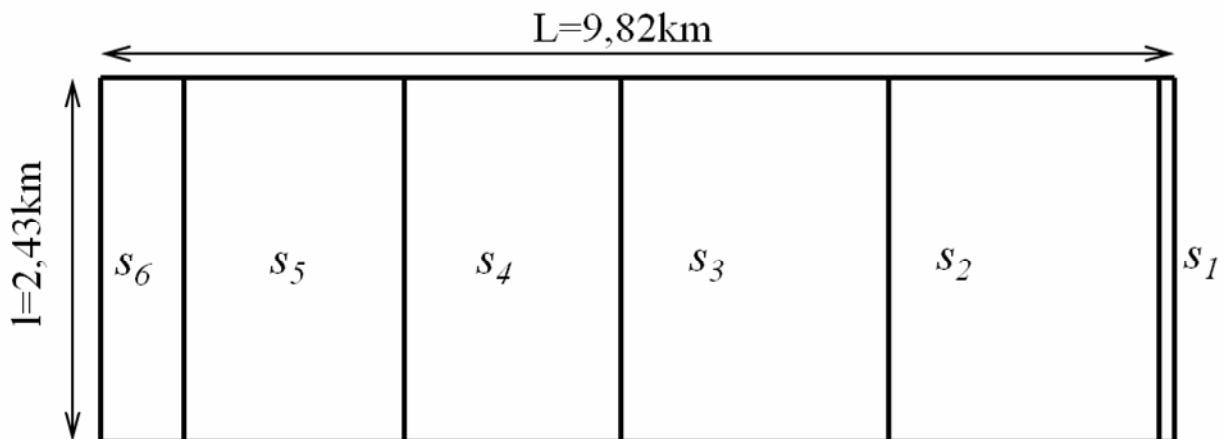


Figure. (II-1): Rectangle équivalent

II-1-1-3 Hypsométrie du bassin versant:

La courbe hypsométrique est tracée selon les résultats des mesures de la répartition du bassin versant par tranche d'altitude, et surfaces partielles, cette courbe fournit une vue synthétique de la pente du bassin, donc du relief. Cette courbe représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude.

A partir du tableau (II.1), le pourcentage des aires partielles est déterminé on et courbe hypsométrique est tracée sur laquelle l'altitude médiane est lue.

Tableau (II. 1) : Coordonnées de la courbe hypsométrique

Altitude(m)	Hi(m)	Si (Km ²)	Si %	Si% cumul
609-500	109	1,01	4,39	4,39
500-400	100	4,91	21,35	25,74
400-300	100	4,80	20,87	46,61
300-200	100	5,93	25,78	72,39
200-100	100	6,03	26,22	98,61
100-80	20	0,33	1,43	100

La courbe hypsométrique est représentée sur la Figure. II-2

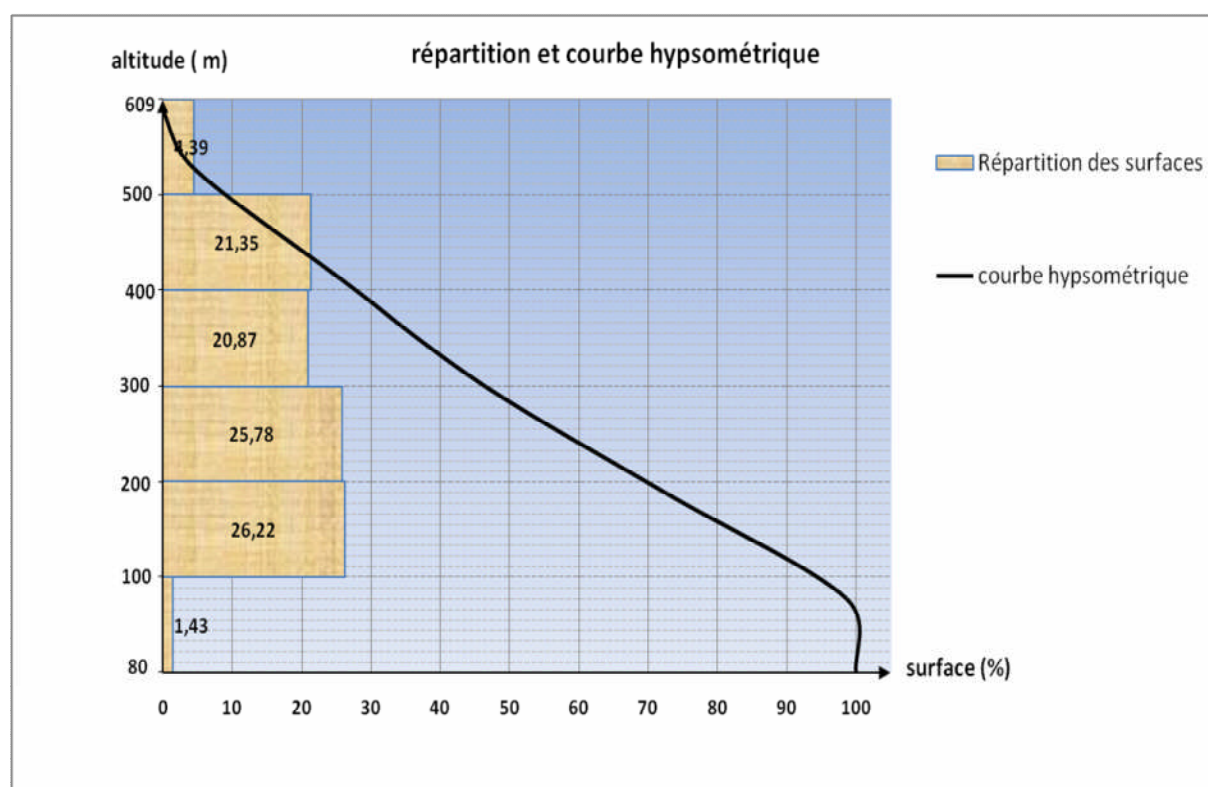


Figure. (II. 2) : Courbe hypsométrique du bassin versant des oueds Hamida et Cherrioua

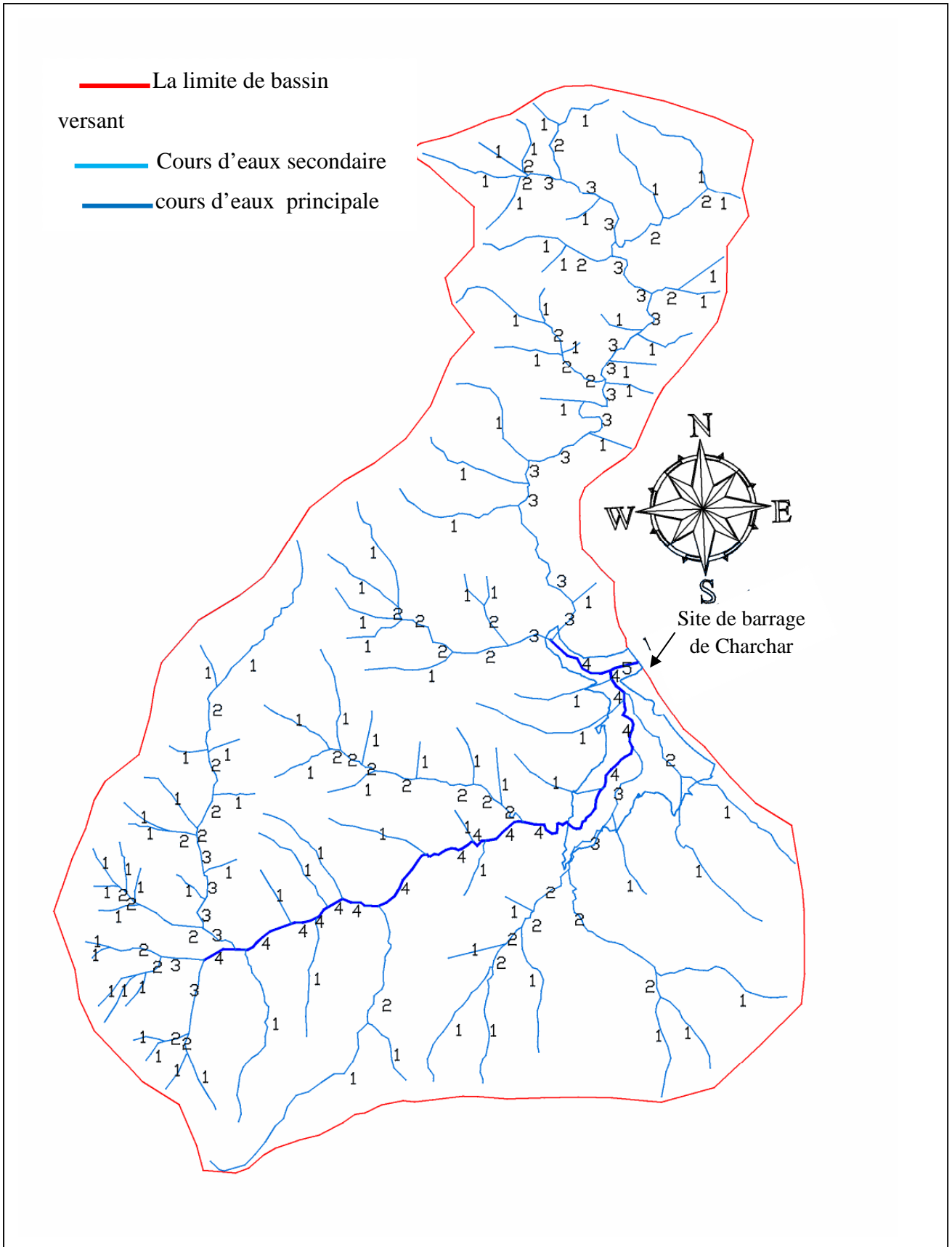


Figure. (II. 3) : Réseau hydrographique du bassin versant

II-2 Relief :

A. Altitude médiane:

L'altitude médiane correspond à celle lue au point d'abscisse 50% de la surface totale du bassin, sur la courbe hypsométrique.

$$H_{\text{med}} = 334,4 \text{ m}$$

B. Altitude moyenne:

L'altitude moyenne se déduit directement de la courbe hypsométrique ou de la lecture d'une carte topographique. On peut la définir comme suit :

$$H_{\text{moy}} = \frac{\sum S_i H_i}{S} \dots\dots\dots(\text{II-5})$$

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

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

S : Superficie du bassin versant (Km^2)

$$H_{\text{moy}} = 331,9 \text{ m}$$

C. Indice de pente globale:

Cet indice est déterminé par la formule suivante:

$$I_g = \frac{D}{L} \dots\dots\dots(\text{II-6})$$

Avec:

$$D = H_{5\%} - H_{95\%}$$

$$H_{5\%} = 584,3 \text{ m}$$

$$H_{95\%} = 192,2 \text{ m}$$

$$D = 392,1 \text{ m.}$$

L : la longueur du rectangle équivalent.

$$I_g = 3,99 \%$$

D. Indice de pente moyenne :

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

$$I_{\text{pm}} = \frac{\Delta}{L} = \frac{H_{\text{max}} - H_{\text{min}}}{L} \dots\dots\dots(\text{II-7})$$

$$I_{\text{pm}} = 5,52 \%$$

E. Indice de pente roche :

I_p est la moyenne de la racine carrée des pentes mesurées sur le rectangle équivalent, et pondérée par les surfaces comprises entre 2 courbes de niveau H_i est H_{i-1} . il est donné par la formule suivante :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{A_i D_i} \dots\dots\dots(\text{II-8})$$

L : longueur de rectangle équivalent (m)

A_i : surface partielle (%) comprise entre 2 courbes de niveau consécutives H_i et H_{i+1}

Tableau (II. 2): Détermination de la pente Roche Ip

Altitude (m)	D _i =H _i -H _{i-1} (m)	S _i (km ²)	A _i =S _i /S (%)	$\sqrt{D_i A_i}$
609-500	109	1,01	4,39	21,88
500-400	100	4,91	21,35	46,20
400-300	100	4,80	20,87	45,68
300-200	100	5,93	25,78	50,78
200-100	100	6,03	26,22	51,20
100-80	20	0,33	1,43	5,36
somme		23	100,0	221,40

Ip=2,24%

F. Dénivelée spécifique :

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

$$D_s = I_g \sqrt{S} \dots\dots\dots(II-9)$$

Tableau (II. 3): Classification O.R.S.T.O.M (type de relief)

	Relief	D _s (m)
1	Très faible	<10
2	Faible	25
3	Assez faible	50
4	Modéré	100
5	Assez modéré	250
6	Fort	500
7	Très fort	>500

D_s=191,35

Dans notre cas le relief est modéré.

G. Pente moyenne du bassin versant :

$$I_{moy} = \frac{\Delta H(0,5L_1 + L_2 + L_3 + \dots + 0,5L_n)}{S} \dots\dots\dots(II-10)$$

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

L₁,L₂...L_n: les longueurs des courbes de niveaux (Km).

S: superficie du bassin versant (Km²).

Les résultats des mesures sont présentés dans le tableau (II.4).

Tableau (II. 4):Evaluation de la pente moyenne.

N°	courbe	ΔH	Longueur(km)
1	500	100	10,76
2	400		13,24
3	300		19,88
4	200		20,58
5	100		5,18

$$I_{\text{moy}}=1,79\%$$

I1-2-1 Caractéristiques hydrographiques:

I1-2-1-1 le réseau hydrographique :

La restitution du réseau hydrographique est faite sur les mêmes cartes citées pour la détermination de l'altitude moyenne (331,9). Pour procéder au calcul de la densité de drainage, il faut classer les cours d'eau, il existe plusieurs classifications dont la plus courante est la classification de SCHUM. Dans cette classification de SCHUM est considéré « ordre (x+1) tout tronçon de rivière formé par la réunion de 02 cours d'eau d'ordre (x) ».

I1-2-1-2 Densité de drainage:

C'est la longueur totale de tous les talwegs du bassin.

$$D_d = \frac{\sum L_i}{S} \dots\dots\dots (II-11)$$

$\sum L_i$: longueur total des talwegs d'ordre i en (Km) $\sum L_i = 94,3$ Km.

S:surface du bassin versant en (Km²).

Pour procéder à ce calcul, il faut classer les cours d'eau en utilisant la méthode de Schum.

$$D_d = 4,1 \text{ km/km}^2$$

I1-2-1-3 Coefficient de torrentialité :

Le coefficient de torrentialité '' C_t ''est calculé par l'expression suivante:

$$C_t = D_d \cdot F_1 \dots\dots\dots (II-12)$$

F₁: le rapport entre le nombre des talwegs d'ordre 1 et la surface globale du bassin versant :

$$N_1 = 92$$

$$F_1 = \frac{N_1}{S} = 4$$

$$C_t = 16,4$$

I1-2-1-4 Longueur moyenne des versants:

$$L_i = \frac{L}{2D_d} \dots\dots\dots(\text{II-13})$$

D_d : densité de drainage en (km/km²).
 L :longueur du rectangle équivalent en (km).

$$L_i=1,20 \text{ km}$$

I1-2-1-5 Pente moyenne du cours d'eau:

La pente moyenne du bassin d'Oued Choirait est calculée selon la relation suivante :

$$I = \frac{\Delta H}{\Delta L} \dots\dots\dots(\text{II-14})$$

ΔH : Différence d'altitude entre deux cours d'eaux suffisamment éloignés.
 ΔL : La distance entre ces deux points.

I1-2-1-6 Temps de concentration:

C'est le temps qu'effectue une particule d'eau pour parcourir la distance qui sépare l'exutoire du point du bassin le plus éloignée. Le temps de concentration T_c peut être calculé par plusieurs formules empiriques, entre autres:

a). Formule de GIANDOTTI:

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L_p}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \dots\dots\dots(\text{II-15})$$

S :surface du bassin versant en (Km²).
 L_p : longueur du talweg principale en (Km).
 H_{moy} , H_{min} : respectivement la hauteur moyenne et minimale du bassin versant.

b). Formule de CALIFORNIA :

$$T_c = \left(\frac{0.87L_p^3}{H_{max} - H_{min}} \right)^{0,386} \dots\dots\dots(\text{II-16})$$

c).Formule Bransby-Williams :

$$T_c = [(0.87 \times L_p^2)/(1000 \times S)]^{0.36} \dots\dots\dots(\text{II-17})$$

L_p : longueur du talweg principale en (Km).
 S : pente de cours d'eau principale (4,5%)

Tableau (II-5): Calculs du temps de concentration.

Formule	T _c
Formule de GIANDOTTI	2,7
Formule de Bransby-Williams	1,2
Formule de CALIFORNIA	1,1

Commentaire :

Sur la base de ces résultats, et la considération du talweg principal, nous nous proposons d'adopter la valeur **T_c=2,7heures**, GIANDOTTI qui est d'emploi fréquent en Algérie parce que la formule de GRIANDOTTI tient compte tous les paramètres géométriques du bassin.

II-2-1-7 Vitesse moyenne de ruissellement :

Cette vitesse est donnée par la formule suivante :

$$V_R = \frac{L_p}{T_c} \dots\dots\dots(II-18)$$

L_p : longueur du talweg principale.

T_c : temps de concentration.

$$V_R = 3,41 \text{ km/h}$$

Tableau (II.6) : Caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant

DESIGNATION	SYMBOLE	UNITES	Valeur	
Superficie	S	Km ²	23	
Périmètre	P	Km	24,5	
Longueur du thalweg principal	L _p	Km	9,2	
Pente du thalweg principal	I	%	4,5	
Indice de compacité	K _c	-	1,43	
Coefficient d'allongement	C _a	-	3,68	
Rectangle équivalent	longueur	L _r	Km	9,82
	largeur	l _r	Km	2,43
Altitudes	maximale	H _{max}	m	622
	moyenne	H _{moy}	m	314
	médiane	H _{med}	m	334,4
	minimale	H _{min}	m	80
Pente moyenne de B.V	I _{moy}	m/ Km	1,79	
Indice de pente globale	I _g	%	3,99	
Indice de pente moyenne	I _{pm}	%	5,52	
Indice de pente de M Roche	I _p	%	2,24	
Densité de drainage	D _d	Km/ Km ²	4,1	
Coefficient de torrentialité	C _t	-	16,4	
Temps de concentration	T _c	h	2,7	
Vitesse de ruissellement	V _r	Km/h	3,41	

II-2-2 Caractéristiques climatique du bassin versant:

Les conditions climatiques du bassin jouent un rôle capital dans le comportement hydrologique des cours d'eau.

II-2-2-1 Température:

Dans le Tableau(II-7) sont portées les températures moyennes annuelles à la station de Skikda, observées sur des périodes respectives de 29 années, ainsi que les températures minimales et maximales mensuelles.

Tableau (II.7): Températures moyennes, maximale et minimale de Skikda

Mois	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	Moy
T°moy	10,1	11,1	13,1	14,6	17,6	20,8	23,9	24,8	22,7	19,1	15,1	11,9	17,1
T°min	8,1	8,2	9,1	10,8	13,8	16,9	20,0	20,7	18,9	15,7	11,8	9,0	13,6
T°max	16,1	16,4	17,4	19,1	22,5	24,9	28,0	28,7	27,2	23,7	20,4	17,3	21,8

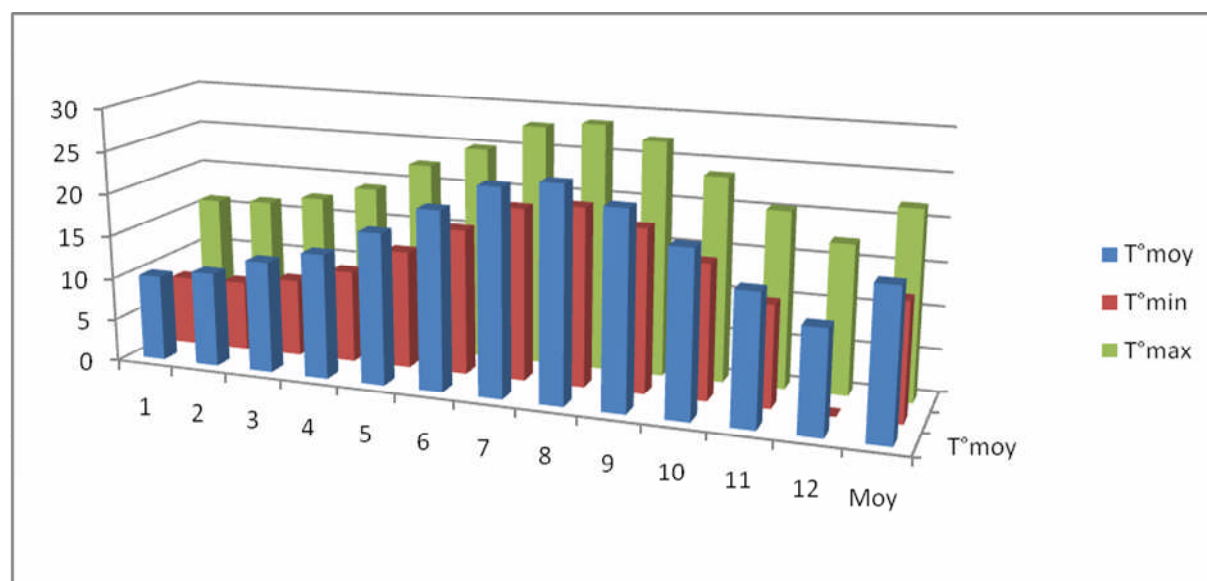


Figure. (II.4): Températures maximales et minimales à Skikda en fonction de temps

II-2-2-2 Humidité relative:

Dans le Tableau(II.8) sont mentionnées les valeurs des humidités mensuelles moyenne, minimale et maximale, pour la station de Skikda.

Tableau (II.8): Humidités à Skikda

Mois	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	Moy
H _{moy} %	78,4	76,2	77,7	83,7	82,5	77,5	74,8	82,0	83,1	76,6	76,3	82,7	79,3

H _{min} %	55,2	53,9	55,4	54,8	55,7	56,8	54,0	56,5	55,7	54,5	53,2	55,3	55,1
H _{max} %	90,3	90,1	90,4	90,3	89,5	88,5	87,7	88,3	89,1	90,0	89,8	88,0	89,3

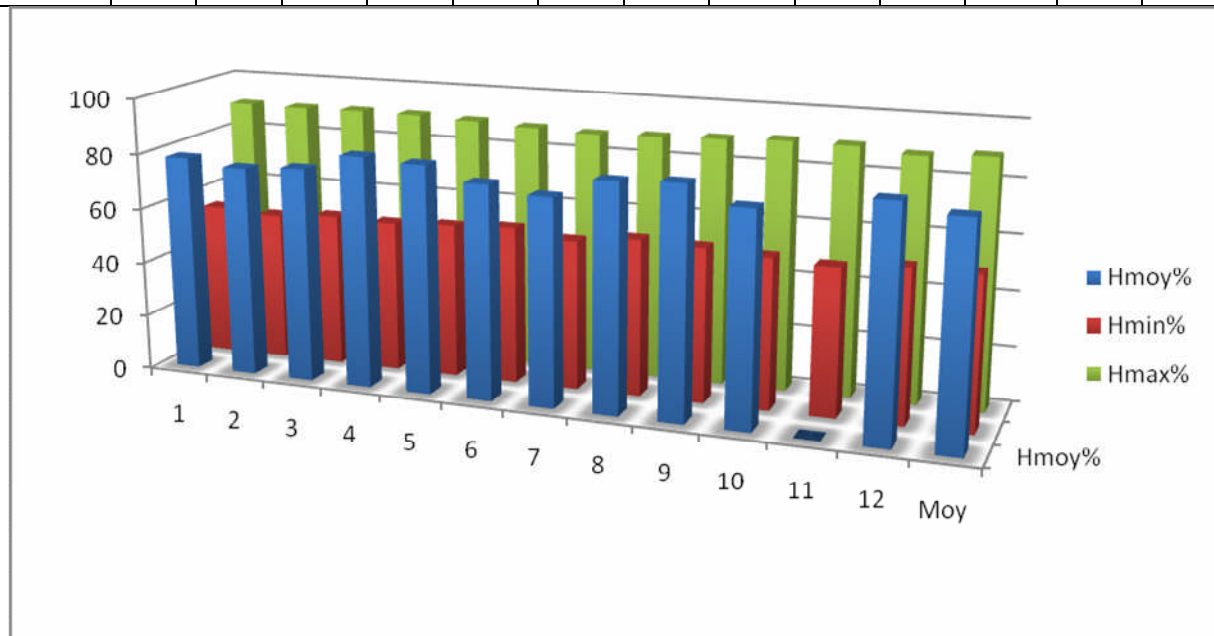


Figure. (II.5): Humidités à Skikda en fonction de temps

II-2-3- Vitesse du vent :

Les vents dominants sont de secteur nord (NE 22%, N 12%, NO 27%). Les vitesses moyennes mensuelles sont de 3 m/s environ, sans grandes variations d'un mois sur l'autre (les minimales à 2,5 m/s et les maximales à 3,2 m/s) d'après les mesures de la station de Skikda pour la période 1976 – 1995.

Tableau (II.9): Vitesse moyenne du vent en m/s – Station de Skikda

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Dec	Tota l
Vitesse du vent(m/s)	3,0	3,1	2,9	2,7	2,5	2,5	2,5	2,4	2,5	2,5	2,8	3,2	2,7

Source: ONM

II-2-4- L'Ensoleillement

L'ensoleillement moyen a été mesuré à Skikda pour une période de 29 ans (1967 - 1995). La nébulosité a été mesurée à une ancienne station (étude GEC 1971) et la radiation totale a été calculée par FAO (1984) sur base des observations de la période de l'ensoleillement. C'est environ 2 638 heures d'ensoleillement par an à Skikda et l'énergie moyenne de la radiation solaire par jour est de 390 calories par cm² (ce qui représente 190 watts /m²).

Tableau (II.10): Insolation, nébulosité et radiations solaires mensuelles

Mois	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
L'enseillement Heure/jour	5,8	6,3	7,3	8,1	9,3	10,5	11,4	10,6	8,9	7,3	6,2	5,2
Nébulosité	5,4	5,5	4,6	4,6	4,6	3,7	3,1	2,4	3,7	4,3	5,6	6,3
Radiation Cal/cm ² /jour	20	28	37	45	54	559	604	534	539	31	22	18

Source: ONM

II-2 -5 Pluviométrie:

Les précipitations moyennes interannuelles représentent la caractéristique climatique capitale de la localité. Elles sont exprimées sous forme de lame de pluie.

Tableau (II.11): Précipitations moyennes dans la région

Code	Nom	Pluie moy (mm)
030801	Skikda port	750,0
030906	El Arrouch	608,9
030907	Sidi Mezghich	574,0
030908	Emdjez Cheikh	583,6
030909	Ramdane Djamal	586,3
030910	Bissy	879,3
030911	Bouchtata	648,7
030919	Skikda	810,0

II-2-6 Stations et données disponibles:

Les détails des stations pluviométriques utilisées pour le bassin versant de charchar

Tableau(II.12) : Stations pluviométriques utilisées pour le bassin versant de Charchar

[source : ANRH]

NUMERO DE LA STATION PLUVIOMETRIQUE	PERIODE D'ENREGISTREMENT (ANNEES HYDROLOGIQUES)	DUREE DE L'ENREGISTREMENT (ANNEES)
03-09-06	1967/08 – 2007/08	41
03-09-07	1953/10 – 1961/10	9
	1965/10 – 1979/09	15
03-09-11	1949/10 – 1955/08	7
	1967/10 – 2007/08	41
03-09-19	1910/10 - 1963/09	54
	1965/10 – 1981/09	17

II-2-7 Répartition mensuelle de la pluie moyenne:

La répartition mensuelle des pluies moyennes interannuelle à été établie sur la base de la série des précipitations à la station de EL-ARROUCH sur la période (1967-2007), elle est donnée par le tableau ci-dessous:

La série des précipitations de la station EL-ARROUCH et représente dans l'annexe III.

Tableau(II.13) : Répartition mensuelle de la pluie moyenne

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Total
P(mm)	30,78	47,70	66,54	95,53	79,79	67,34	62,84	52,22	33,56	12,56	3,04	6,14	558,0
P(%)	5,52	8,55	11,92	17,12	14,30	12,07	11,26	9,36	6,01	2,25	0,54	1,10	100

A travers le tableau (II-13), on déduit que la saison pluvieuse s'étale d'octobre à mai, par contre la saison sèche s'étale de juin à septembre. Ces résultats sont donnés sous forme d'histogramme dans la figure II-7

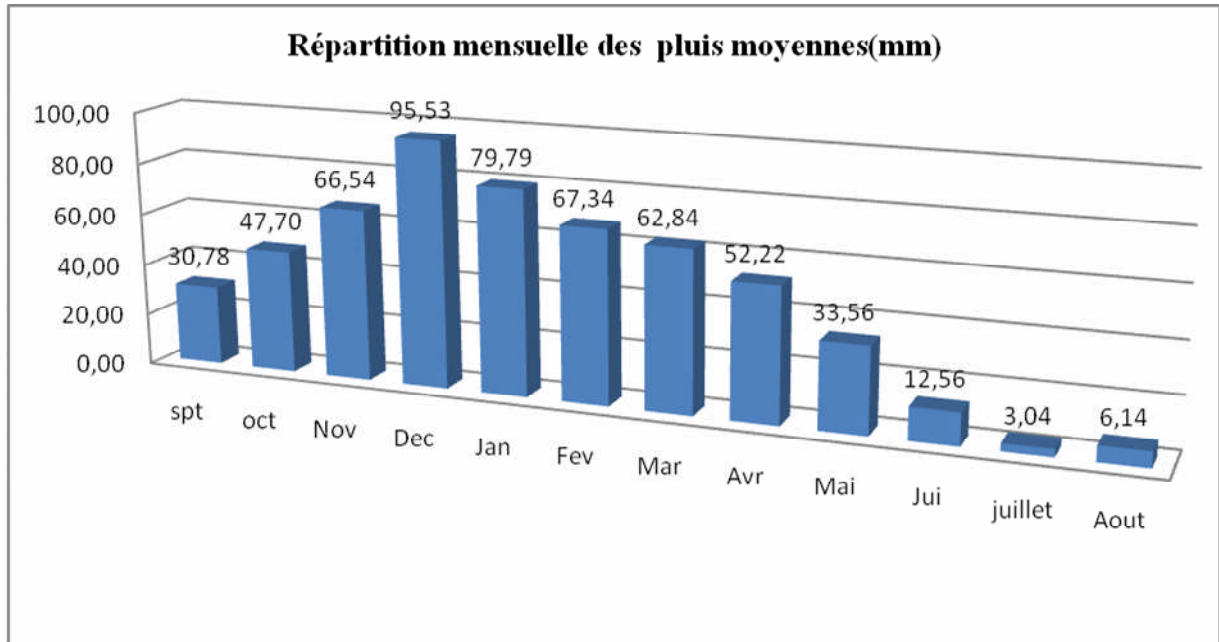


Figure (II.6) : Répartition mensuelle de la précipitation

II-2-8 les pluies maximales journalières :

Les pluies maximales journalières sont souvent généralement de crues exceptionnelles.

Pour cela, il est important d'effectuer un ajustement statistique d'une loi de probabilité à la série d'observation afin de déterminer les précipitations maximales journalières fréquentielles. La station de EL-ARROUCHE (030906) est considérée avec une série d'observation de 40 années (1967-2007).

La série des pluies maximales journalières de la station EL-ARROUCH et représente dans l'annexe III.

II-2-8-1. Les paramètres statistiques de l'échantillon :

Tableau (II.14) : Paramètres statistiques des précipitations maximales journalières station EL-ARROUCHE :(030906)

Nombre d'observation	41
Moyenne	51,05
Ecart-type	25,76
Médiane	43
Coefficient de variation	0,46
Coefficient d'asymétrie	1,65

II-2-8-2. Ajustement des pluies maximales journalières :

L'ajustement des pluies maximales journalières sera effectuée à l'aide de logiciels « Hydrolab ».

a). Ajustement à la loi de GUMBEL:

L'équation de la droite de GUMBEL:

$$P_{\max j} = \frac{1}{\alpha} Y + x_0 \dots \dots \dots (II-19)$$

Y: variable de la droite de GUMBEL

$$Y = -[\ln(-\ln(F(x)))] \dots \dots \dots (II-20)$$

$$F(x) = \frac{m-0,5}{N} \dots \dots \dots (II-21)$$

Ou :

m: l'ordre de classement;

n: taille de l'échantillon

$\frac{1}{\alpha}$, x_0 : sont déterminés par la méthode des moindres carrés.

La droite de GUMBEL est donnée par la figure (II.8). Les résultats de calcul des fréquences expérimentales et des valeurs théoriques sont présentés dans le tableau suivant:

Tableau(II-15): Ajustement à la loi de GUMBEL

t	Fréquence	U.Gauss	Val.théo.	Borne inf.	Borne sup.
10000	0,9999	9,210	224,50	191,82	274,42
5000	0,9998	8,517	210,57	180,29	256,80
1000	0,999	6,91	178,23	153,51	215,92
500	0,998	6,21	164,29	141,96	198,31
100	0,99	4,60	131,88	115,05	157,40
50	0,98	3,90	117,85	103,38	139,72
10	0,9	2,25	84,67	75,58	98,09

5	0,8	1,50	69,59	62,73	79,39
2	0,5	0,37	46,82	42,29	52,19
1,25	0,2	-0,48	29,90	24,67	34,40

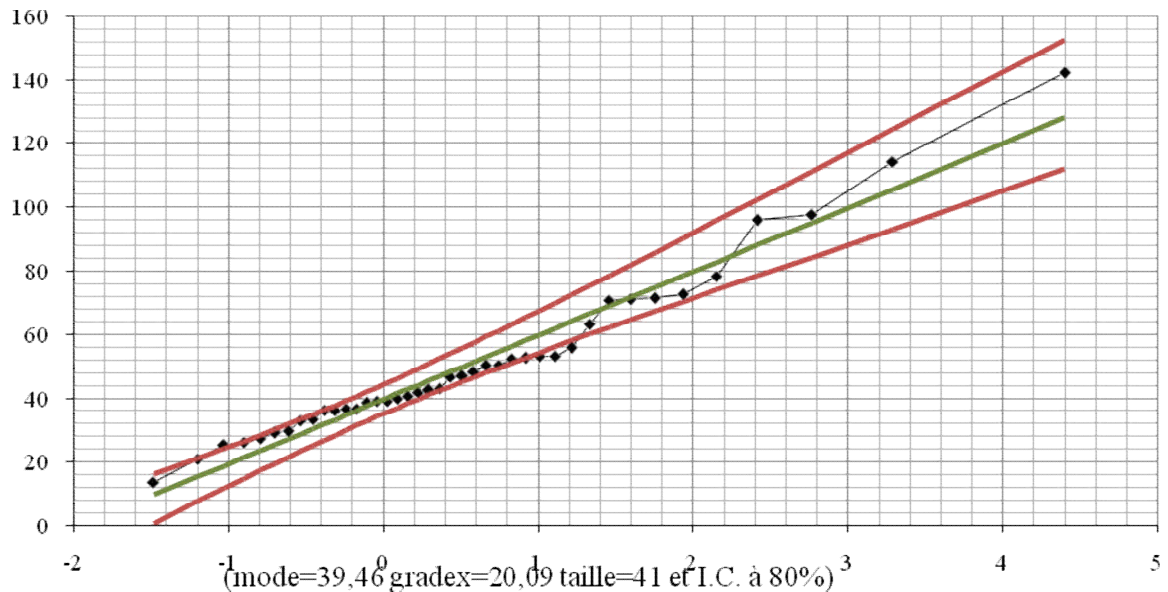


Figure. (II-7): Ajustement à la loi de GUMBEL

b).Ajustement a la loi normale:

Calcul des fréquences expérimental (au non dépassement):

$$T = \frac{1}{1-q} \dots\dots\dots(II-22)$$

$$\text{et : } q = F(x_i) = \frac{m-0,5}{N} \dots\dots\dots(II-23)$$

M: numéro d'ordre de la valeur.

N : taille de l'échantillon.

Paramètres d'ajustement a la loi normale:

$$X_{p\%} = X_{\text{moy}} + \delta \cdot U_{p\%} \dots\dots\dots(II-24)$$

X_{moy}: hauteur de pluie moyenne.

δ : écart-type.

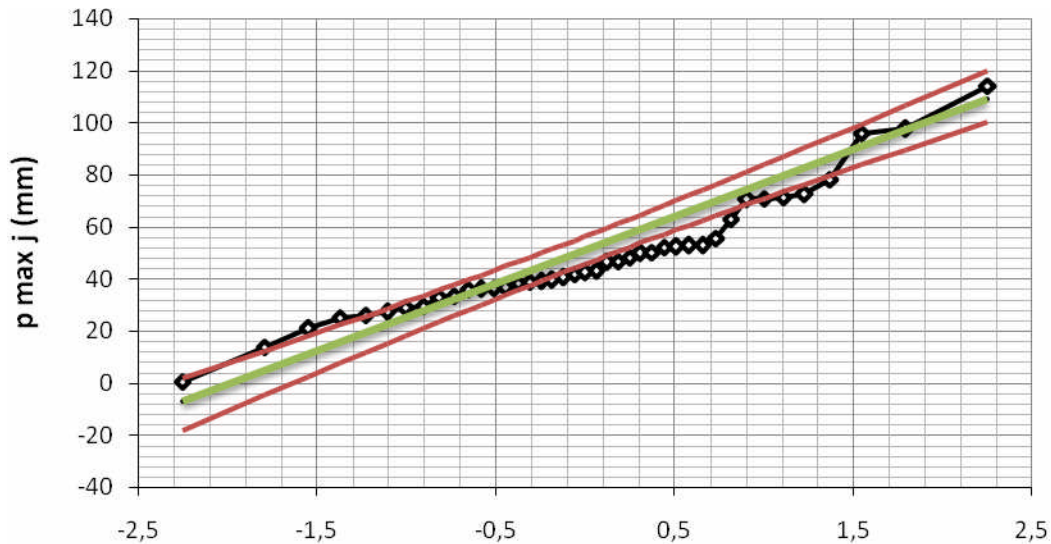
U_{p%}: variable réduite de GAUSS.

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant ainsi le graphique est données par la figure (II.9).

Tableau(II.16) : Ajustement a la loi normale

t	Fréquence	U.Gauss	Val.théo.	Borne inf.	Borne sup.
10000	0,9999	3,72	146,84	134,00	163,60
5000	0,9998	3,54	142,24	129,92	158,28
1000	0,999	3,09	130,65	119,64	144,92
500	0,998	2,88	125,19	114,78	138,64
100	0,99	2,33	110,98	102,08	122,34

50	0,98	2,05	103,96	95,76	114,32
10	0,9	1,28	84,06	77,64	91,84
5	0,8	0,84	72,72	67,04	79,29
2	0,5	0,00	51,05	45,79	56,31
1,25	0,2	-0,84	29,38	22,81	35,05



(moyenne=51,05 écart-type=25,76 taille 41 et I.C. à 80%)

Figure (II.8) : Ajustement à la loi normale.

c).Ajustement a la loi log normale:

Paramètres d'ajustement à la loi Log–normale :

$$\overline{\text{Log } P_{\max j}} = \frac{\sum (\text{Log } P_{\max j} - \overline{\text{Log } P_{\max j}})^2}{N} \dots\dots\dots(\text{II-25})$$

$$\text{Log } P_{\max j} = \overline{\text{Log } P_{\max j}} + \sigma_{\log} U_{p\%} \dots\dots\dots(\text{II-26})$$

Avec : $U_{p\%}$: variable de GAUSS pour différentes fréquences.

Tableau(II.17): Ajustement a la loi log normale.

T	Fréquence	U.Gauss	Val.théo.	Borne inf.	Borne sup.
10000	0,9999	3,72	254,49	202,28	343,41
5000	0,9998	3,54	234,37	188,05	312,24
1000	0,999	3,09	190,53	156,47	245,91
500	0,998	2,88	172,81	143,45	219,77
100	0,99	2,33	134,04	114,32	164,21
50	0,98	2,05	118,23	102,12	142,29
10	0,9	1,28	82,84	73,85	95,20
5	0,8	0,84	67,64	61,11	76,07

2	0,5	0,00	45,91	41,79	50,44
1,25	0,2	-0,84	31,17	27,71	34,50

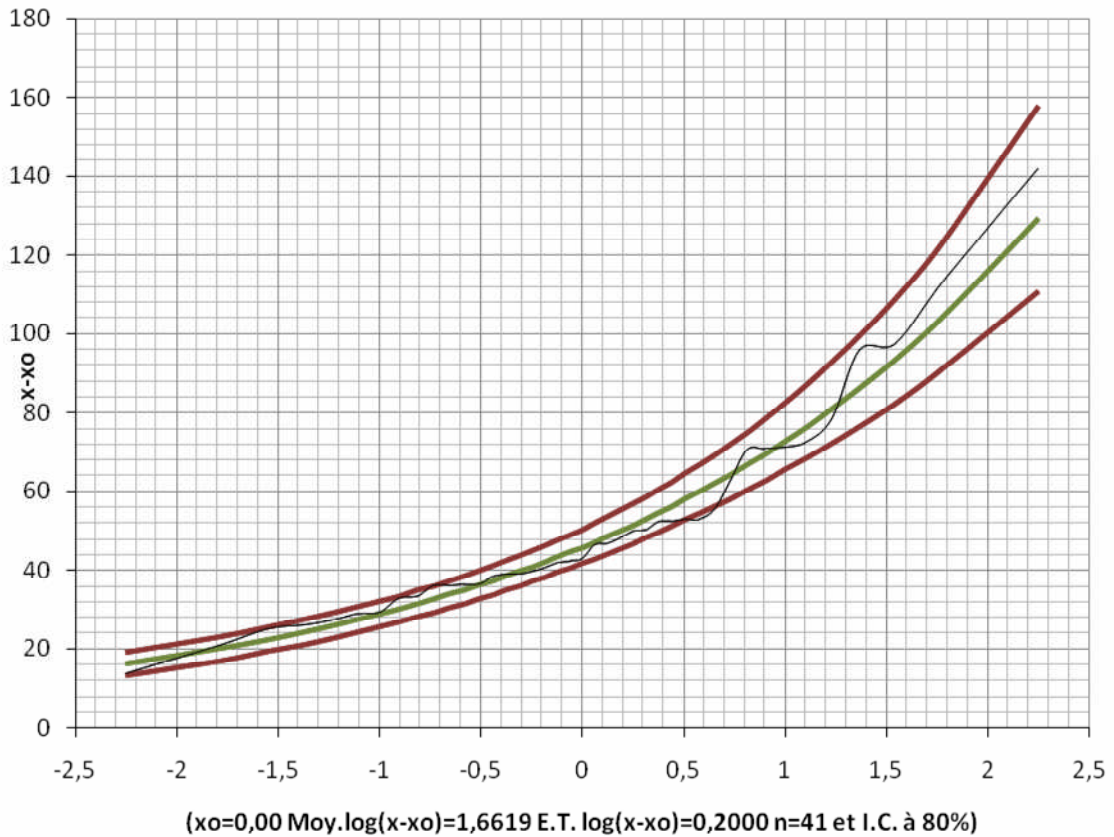


Figure. (II-9) : Ajustement à la loi log normale

Conclusion :

D'après les schémas ; on trouve que la série des pluies maximales journalières suit la loi GAMBEL parce que tous les points sont à l'intérieur de l'intervalle de confiance. Le tracé des droites est représenté sur papier GUMBEL .

II-2-9 Pluies de courtes durées et leur intensité à différentes fréquences:

Le calcul des pluies de courtes durées pour différentes fréquences à été effectuée à l'aide de la relation de Body exprimée par:

$$P_{tc} = P_{maxj} \left(\frac{t}{24}\right)^b \dots\dots\dots(II-27)$$

- Ptc: pluies de courte durée (mm) de fréquence égale à celle de Pmaxj.
- Pmaxj: pluies maximales fréquentielles.
- t: temps en heure.
- b: exposant climatique (b = 0,59).

L'intensité de pluies est donnée par la formule suivante:

$$I_t = \frac{P_{ct}}{t} \dots\dots\dots(II-28)$$

Les résultats de calcul sont exposés dans le tableau (II-18):

Tableau (II.18): Intensité pour les différentes fréquences

Période de retour	1000		500		100		50		10	
Fréquence	0,1		0,2		1		2		10	
Pluies maxj	178,23		164,29		131,88		117,85		84,67	
TPS	P _{maxj} %	I ₀ (mm/h)	P _{maxj} %	I ₀ (mm/h)	P _{maxj} %	I ₀ (mm/h)	P _{maxj} %	I ₀ (mm/h)	P _{maxj} %	I ₀ (mm/h)
0,5	18,16	36,31	16,74	33,47	13,44	26,87	12,01	24,01	8,63	17,25
1	27,33	27,33	25,19	25,19	20,22	20,22	18,07	18,07	12,98	12,98
1,5	34,72	23,15	32,00	21,33	25,69	17,13	22,96	15,30	16,49	11,00
2	41,14	20,57	37,92	18,96	30,44	15,22	27,20	13,60	19,54	9,77
2,5	46,93	18,77	43,26	17,30	34,72	13,89	31,03	12,41	22,29	8,92
2,7	49,11	18,19	45,27	16,77	36,34	13,46	32,47	12,03	23,33	8,64
4	61,93	15,48	57,08	14,27	45,82	11,46	40,95	10,24	29,42	7,35
8	93,21	11,65	85,92	10,74	68,97	8,62	61,64	7,70	44,28	5,54
12	118,41	9,87	109,14	9,10	87,61	7,30	78,29	6,52	56,25	4,69
16	140,31	8,77	129,34	8,08	103,82	6,49	92,78	5,80	66,66	4,17
20	160,05	8,00	147,53	7,38	118,43	5,92	105,83	5,29	76,03	3,80
24	178,23	7,43	164,29	6,85	131,88	5,50	117,85	4,91	84,67	3,53

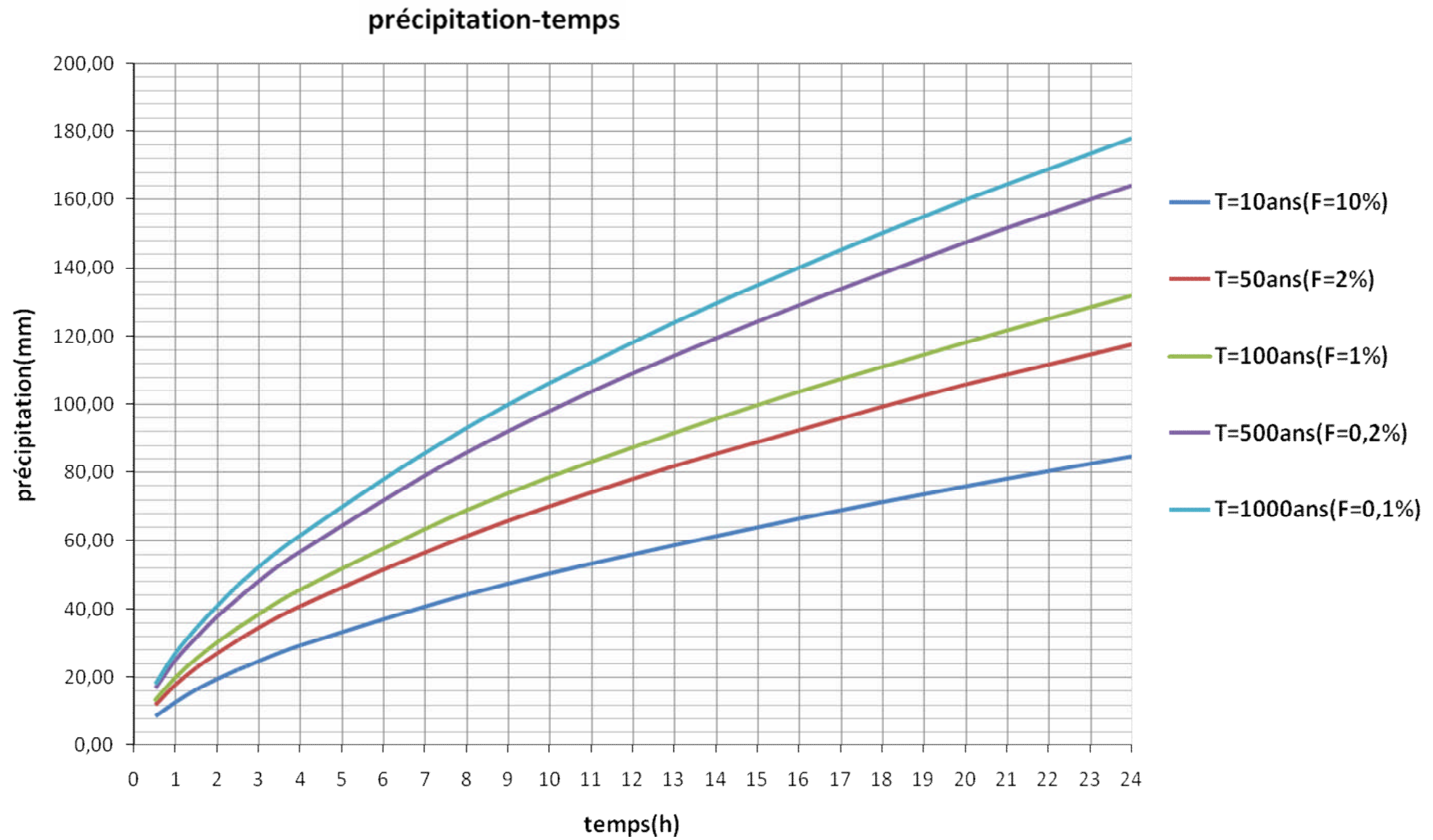


Figure (II.10) : Pluie de Courte Durée

l'intensité-temps

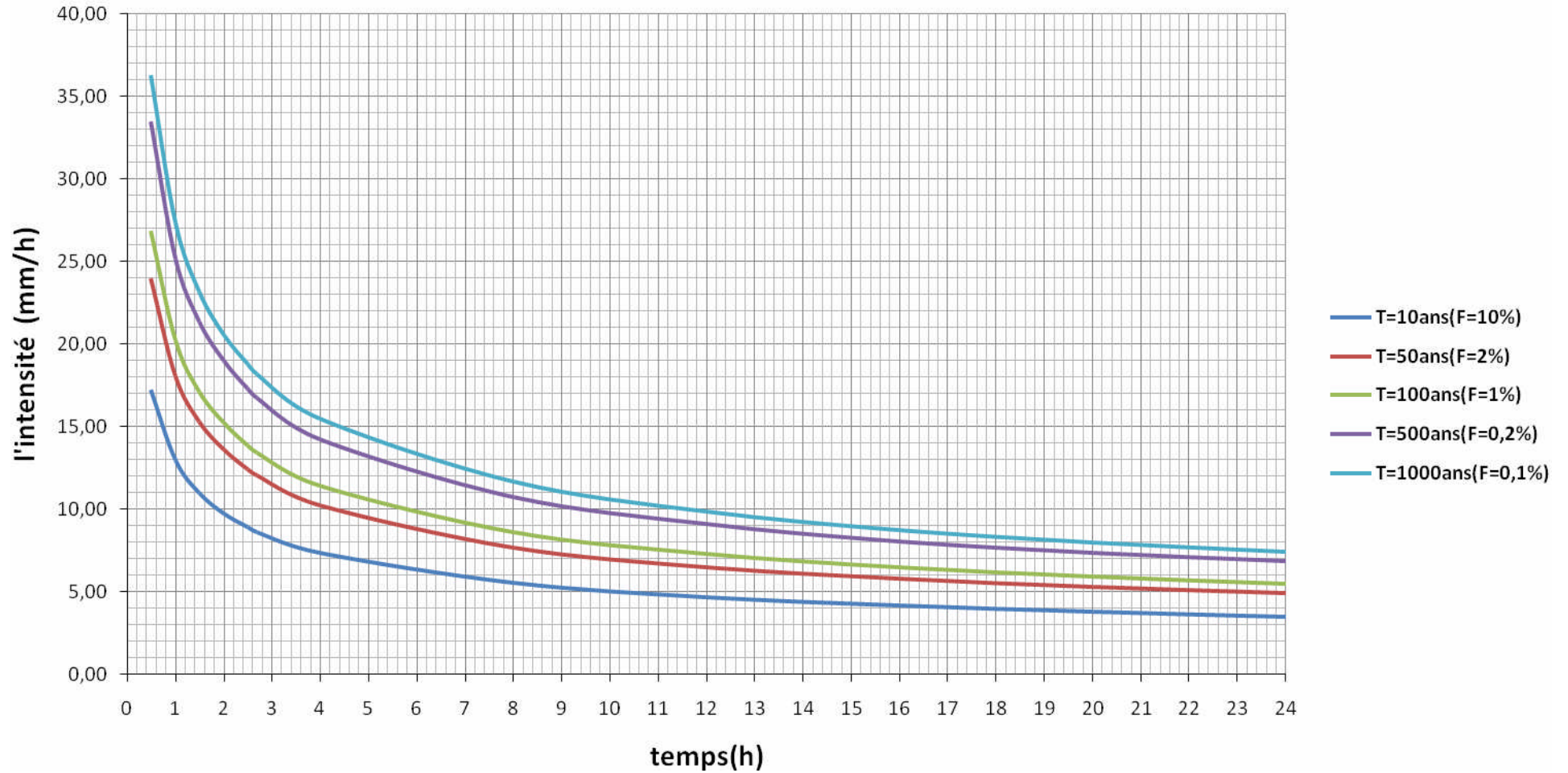


Figure (II.11) : Courbes intensité durée fréquence

II-3 Evaluation des apports liquides:

II-3-1 Apports moyens interannuels:

a). Formule de SAMIE

$$A = L_e \cdot S \dots\dots\dots (II-29)$$

$$L_e = P^2 (293 - 2.2 \sqrt{S}) \dots\dots\dots (II-30)$$

Ou:

L_e : lame d'eau écoulée (mm).

P : précipitation moyenne (m).

S : la superficie en Km^2 du bassin versant.

b). Formule de DERY II:

$$A = 0.513 \cdot P^{2,683} \cdot D_d^{0,5} \cdot S^{0,842} \dots\dots\dots (II-31)$$

Ou:

A :apport moyen interannuel (en hm^3).

P : précipitation moyenne (m).

S : superficie (en Km^2).

c). Formule de MEDINGER:

$$L_e = 1.024 (P - 0.26)^2 \dots\dots\dots (II-32)$$

P : précipitation moyenne (m).

L_e : lame d'eau écoulée (mm).

$$A = L_e \cdot S \dots\dots\dots (II-33)$$

D). Formule de TURC:

$$L_e = P - \frac{P}{\sqrt{0,9 + \frac{P^2}{L^2}}} \dots\dots\dots (II-34)$$

Avec:

$$L = 300 + 25T_0 + 0.05 (T_0)^3 \dots\dots\dots (II-35)$$

T_0 : température moyenne dans la zone d'étude.

$$A = L_e \cdot S$$

E). Formule de l'ANRH :

L'apport moyen interannuel est donnée par:

$$A_0 = 0,915.P^{2,684} .S^{0,842} \dots\dots\dots(\text{II-36})$$

P : précipitation moyenne (m).

S: superficie (en Km²).

Les résultats sont portés sur le tableau suivant:

Les résultats sont portés sur le tableau suivant:

Tableau(II.19) : Apports moyens interannuels

Formule	Apports moyens interannuels Hm ³
Formule de SAMIE	2,8
Formule de DERY II	3,7
Formule de MEDINGER	4,7
Formule de TURC	2,1
Formule de l'ANRH	4,14

D'après ces résultats on adopte finalement la valeur de MEDINGER qui est la plus utilisée en Algérie sur tout pour les petits bassins versant. Donc A=4,7Hm³

II-3-2 Répartition mensuelle de l'apport moyen:

Le calcul se fait par la formule suivante:

$$Q_m = P_m .C_e .S \dots\dots\dots (\text{II-37})$$

Avec :

C_e: coefficient d'écoulement égale (0,311)

P_m: pluie mensuelle.

L_e: lame écoulée.

P:pluie moyenne annuelle.

S:surface du bassin versant (Km²).

Q_m: apport liquide mensuel (hm³).

La répartition est donnée par le tableau suivant et la Fig.II-13

Tableau (II.20) : Répartition mensuelle de l'apport moyen.

Mois	A (%)	A(M m ³)
Septembre	5,52	0,22
Octobre	8,55	0,34
Novembre	11,92	0,48
Décembre	17,12	0,68
Janvier	14,3	0,57
Février	12,07	0,48

Mars	11,26	0,45
Avril	9,36	0,37
Mai	6,01	0,24
Juin	2,25	0,09
Juillet	0,54	0,02
Août	1,1	0,04
Total	100	4

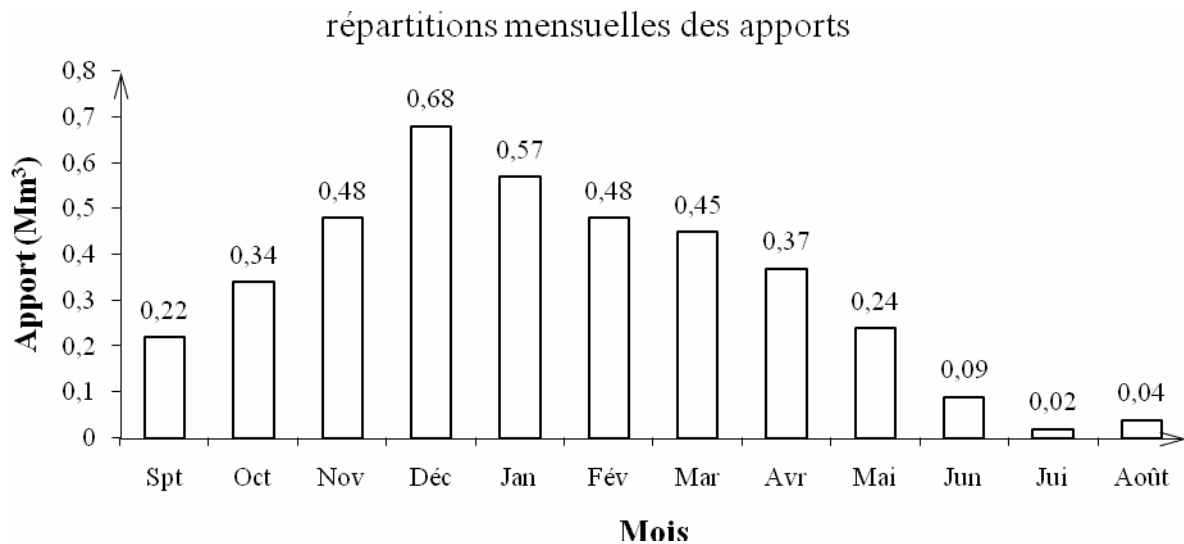


Figure (II.12): Répartition mensuelle des apports

II-3-3 Calcul du coefficient de variation:

La variabilité de l'apport annuel est caractérisée par le coefficient de variation C_v , estimé dans notre cas, à défaut d'information hydrométriques, par des formules empiriques:

a).Formule de PADOUN:

$$C_v = k \cdot \frac{0,93}{M_0^{0,23}} \dots\dots\dots(II-38)$$

Avec: $0,25 < K < 1$, on prend $K=0,7$.

M_0 : débit ou module spécifique ($l/s/Km^2$).

b).Formule de Sokolovski-Chevelev:

$$C_v = 0,78 - 0,291 \text{Log} (M_0) - 0,063 \text{Log} (S + 1) \dots\dots\dots(II-39)$$

Avec :

S: superficie du bassin versant.

M_0 : débit ou module spécifique en ($l/s/Km^2$).

c).Formule d'Ugiprovodkhoz:

$$C_v = \frac{0,7}{M_0^{0,125}} \dots\dots\dots(II-40)$$

M₀: débit ou module spécifique en (l/s/Km²).

d).Formule d'Antonov:

$$C_v = \frac{0.78}{(S + 1000)^{0.097}} \dots\dots\dots (II-41)$$

Les différentes valeurs de C_v sont données par le tableau suivant:

Tableau (II.21): Récapitulatif des coefficient de variation C_v

Formules	C _v
PADOUN	0,42
SOKOLOVSKY-CHEVELEV	0,46
UGIPROVODKHOZ	0,55
ANTONOV	0,40
Moyenne	0,46

La valeur de C_v = 0,46 obtenue par la formule de SOKOLOVSKY est finalement adoptée.

II-3-4 Les apports fréquentiels:

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

$$A_{p\%} = A_0(F_{p\%} * C_v + 1) \dots\dots\dots (II-42)$$

Avec :

A_%: apport de fréquence donnée.

A₀:apport moyen annuel (Hm³)

F_{p%} : fonction de RYBKINE-FAUSTER tabule en fonction de C_v, C_s et P%.

C_v : coefficient de variation

C_s : coefficient d'asymétrie

Les calculs des apports fréquentiels a conduit au tableau suivant:

Tableau(II.22) : Apports fréquentiels.

Période de retour (ans)	Fréquence (%)	Variable de Gauss	Apport A (hm ³)
1.25	80	- 0,84	1,83
10	10	1,28	4,75
20	5	1,64	5,25
50	2	2,05	5,81
100	1	2,33	6,19
1000	0,1	3,16	7,34

II-3-4-1.Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80%**Tableau (II.23) : Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80%.**

Mois	A _(80%) (hm ³)	A _(80%) (%)
Septembre	0,13	5,51
Octobre	0,21	8,54
Novembre	0,29	12,00
Décembre	0,41	17,00
Janvier	0,35	14,25
Février	0,29	12,00
Mars	0,27	11,25
Avril	0,23	9,25
Mai	0,15	6,00
Juin	0,05	2,25
Juillet	0,01	0,50
Août	0,02	1,00
Total	2,44	100,00

II-4 Les apports solides:

Le débit solide au bassin versant du barrage de Charchar peut être déterminé d'après les levés effectués aux retenues existantes. Les barrages les plus proches sont les barrages de Guenitra (256t/km².an) au sud-ouest et celui de Zardezas (2609 t/km².an) qui est plus loin au sud-est du barrage de Charchar. Le barrage de H.Debach, au sud est du site du barrage de Charchar a un débit solide de 213 t/km².an.

Une approche du rendement en sédiment régional est normalement utilisée quand des données sur des sédiments en suspension au site du barrage de Charchar ne sont pas disponibles.

A partir des évaluations des trois barrages, celui de Guenitra, Zardezas, il peut être déduit que le rendement en sédiment pour le barrage de Charchar varie entre 200 et 2600 t/km.an.

a)Formule de TIXERONT:

Elle tient compte de la répartition du bassin Versant en fonction de sa perméabilité et s'écrit.

$$T_s = \alpha \cdot L_0^{0.15} \dots\dots\dots (II-43)$$

Avec :

Ts : le transport solide en (t/Km²/an).

L₀ : la lame écoulee en (mm).204mm

α : Paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant, α=350(faible à moyenne).

$$T_s = 776.16 \text{ (t/Km}^2\text{/an)}.$$

II-5 Etude des crues:

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

La détermination de ce hydrogramme ne reste pas sans difficultés quant au choix de la méthode utilisée surtout en absence de données.

Pour ce fait, des formules empiriques ont été développées pour l'estimation des débits maxima probables, et nous procéderons pour la construction de ces hydrogramme de crues par la méthode des isochrones ou la méthode de l'hydrogramme synthétique

Les paramètres définissant une crue est :

- 1- Le débit maximum de la crue (débit de pointe).
- 2- Le volume de la crue.
- 3- La forme de la crue (Hydrogramme de crues).
- 4- Le temps de base.

II-5-1 Détermination des débits maximum de la crue :

a) Formule de Sokolovsky:

$$Q_{\max \%} = \frac{0,28(P_{ct} - H_0)}{T_c} \cdot S \cdot \alpha \cdot f \dots\dots\dots (II-44)$$

S: superficie du bassin versant en Km².

P_{ct}: pluies de courte durée en mm.

T_c: temps de concentration en heurs.

α: coefficient de ruissellement du bassin versant (0,6 < α < 0,8)

f: coefficient de forme de l'hydrogramme de crue f = 1,04.

b) Formule de Mallet-Gauthier:

$$Q_{\max \%} = 2K \text{Log}(1 + AP) \frac{S}{\sqrt{L_p}} \sqrt{1 + 4\text{Log}T - \text{Log}S} \dots\dots\dots (II-45)$$

S: superficie du bassin versant (Km²).

L_p: longueur du talweg principal (Km).

A: coefficient régional pris égal à 20.

k: constante qui dépend des caractéristiques du bassin versant pris égal a 2.

P: précipitation moyenne interannuelle.

T: période de retour en années.

c) Formule de Turazza:

$$Q_{\max \%} = \frac{C \cdot S \cdot I_t}{3,6} \dots\dots\dots (II-46)$$

S: superficie du bassin versant (Km²).

T_c: temps de concentration.

I_t: intensité des pluies fréquentielles (en mm/h).

C : coefficient de ruissellement de la crue considérée ;

- $$\left\{ \begin{array}{l} C=0.6 \text{ pour } P= 10\% \\ C=0.7 \text{ pour } P= 1 \% \\ C=0.8 \text{ pour } P= 0,1 \% \end{array} \right.$$

d) Formule d'Alexeev:

$$Q_{\max\%} = 0,34 P_{tc}^{4/3} \dots\dots\dots(\text{II-47})$$

P_{tc} : pluies de courte durée.

e) Formule empirique de FRANCOU-RODIER :

Francou-Rodier se base sur des débits de pointe de crue maximaux mesurés à partir de régions hydrologiquement homogènes en comparaison avec le bassin versant concerné, et suivis par une courbe d'enveloppe, qui peut alors être considérée comme la limite maximale des débits de pointe de crue attendus. Francou et Rodier (1967) ont rédigé un catalogue d'environ 1200 débits de pointe de crue maximaux enregistrés, représentant la plupart des régions du monde.

L'équation Francou-Rodier est la suivante :

$$Q = 10^6 (A/10^8)^{1-0,1K} \dots\dots\dots(\text{II-48})$$

où

Q = débit de pointe de crue (m³/s)

10⁶ = Apport Moyen Annuel de toutes les terres drainées sur la planète

A = superficie du bassin versant (km²)

10⁸ = superficie totale des terres drainées sur la planète (km²)

K = coefficient régional exprimant la magnitude relative de la crue

= 10 (1 – tan x), où x est la pente de la ligne de l'enveloppe et varie entre 0 et 6,5.

Afin de pouvoir appliquer l'approche Francou-Rodier au bassin versant du barrage

de Charchar, une estimation de la valeur K pertinente est nécessaire. Des estimations de la valeur K ont été déterminées en utilisant l'approche suivante :

Les débits de pointe de crue enregistrés à la station 03-09-01 sont indiqués dans le Tableau(II-25), alors que la Figure(II.13) montre la représentation graphique des fonctions probabilistes de la station hydrométrique 03-09-01. Le Tableau (II-25) indique les périodes de récurrence des débits de pointe de crue calculées en appliquant une distribution probabiliste de GALTON(LOI LOG NORMALE) aux données des crues annuelles pour la station 03-09-01.

**Tableau (II.24) : Pointe de Crue Annuelle enregistrée à la station hydrométrique
CODE : 09-03-01**

Années	Max (m ³ /s)		
1973/1974	19	1987/1988	10,30
1974/1975	78,02	1988/1989	127,00
1975/1976	52,88	1989/1990	38,25
1976/1977	54,38	1990/1991	120,10
1977/1978	9,72	1991/1992	78,30
1978/1979	68,35	1992/1993	155,00
1979/1980	27,50	1993/1994	82,80
1980/1981	17,50	1994/1995	210,10
1981/1982	23,98	1995/1996	188,60
1982/1983	82,77	1996/1997	5,48
1983/1984	745,08	1997/1998	127,00
1984/1985	558,60	1998/1999	118,30
1985/1986	12,17	1999/2000	186,60
1986/1987	123,55	2000/2001	209,70
		2001/2002	43,75

Ajustement à une loi Log-normale

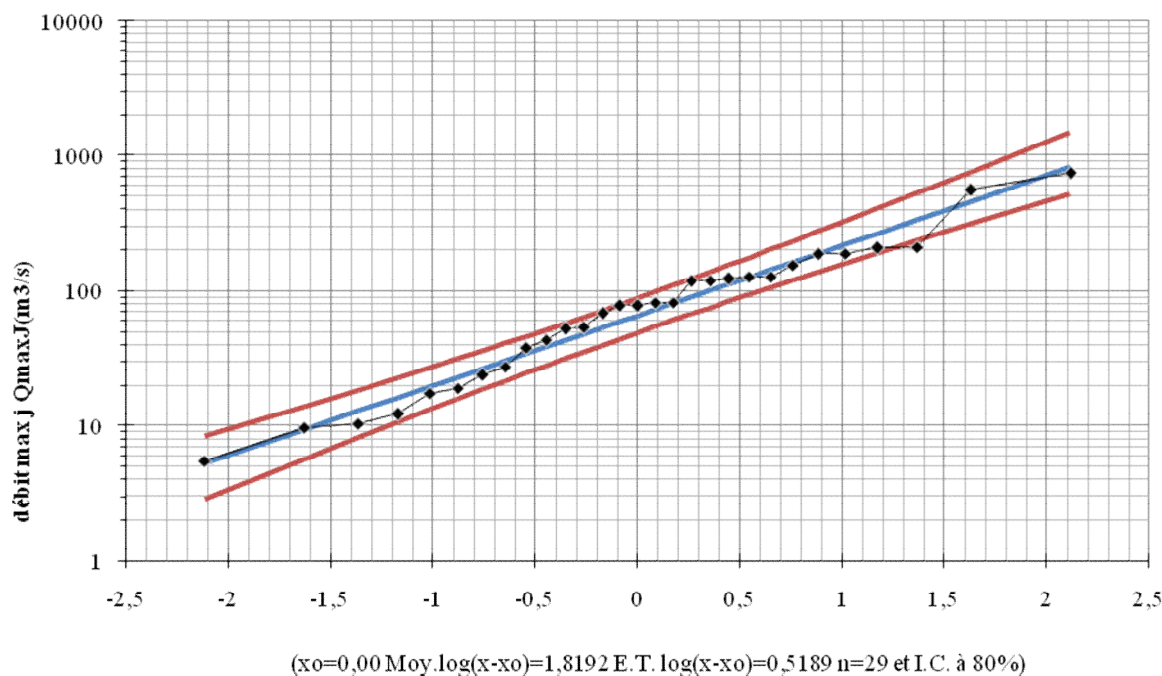


Figure (II-13) : Distribution probabiliste loi de GALTON(loi log normale) utilisée pour la distribution des pointes de crues de la station hydrométrique 03-09-1

En utilisant les valeurs K déterminées dans la section précédente, le Tableau (II-26) indique les pointes de crues calculées pour le barrage de Charchar.

Tableau (II.25): Débits de pointe de crue du barrage de Charchar, basés sur les valeurs K transférées

période de retour	Fréquence p%	U de gauss	Qmax(m ³ /s)	K	Qmax(m ³ /s)
10	0,9	1,282	333	3,67	62,9
20	0,95	1,645	424	3,86	84,2
50	0,98	2,054	541	4,05	113
100	0,99	2,327	629	4,17	135,6
200	0,995	2,576	716	4,28	158,6
500	0,998	2,88	831	4,39	189,8
1000	0,999	3,091	919	4,47	214,4
10000	0,9999	3,719	1210	4,69	298,9

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau (II.26) : Pluies de courte durée.

Période de retour	10	20	50	100	1000	10000
Francou-Rodier	62,9	84,2	113	135,6	214,4	298,9
Sokolovsky	2,95	6,76	9,54	13,03	26,58	-
Mallet-Gautier	66,5	76,8	88,5	96,4	119,0	137,9
Alexeev	22,67	30,35	35,22	40,92	61,14	-
Turazza	27,61	35,61	46,11	60,20	92,98	-

Remarque :

Il est sélectionné une crue régionale maximale (CRM) de 325 m³/s comme crue de contrôle de sécurité.

Les conclusions suivantes ont été établies :

- Un ensemble de méthodes empiriques, déterministes et probabilistes ont été utilisées pour déterminer les débits de pointe de crue des intervalles de récurrence au site du barrage de Charchar.
- La valeur K de Francou-Rodier a été estimée sur la base des débits de pointe de crue mesurés dans la région, ce qui a été ultérieurement appuyé par Alexander (2000) et Geotecna Progetti,(1999).
- Le barrage de Charchar n'est pas jaugé ; une analyse de probabilité ne pouvait donc être menée directement pour déterminer les débits de pointe de crue des intervalles de récurrence au site du barrage.
- Trois méthodes déterministes ont été utilisées en supplément des méthodes empiriques pour déterminer les débits de pointe de crue au site du barrage de Charchar.
- Les débits de pointe de crue produits par les différentes méthodes s'accordent en général bien.

- Une approche conservatrice a été adoptée pour la recommandation de débits de pointe de crue aux intervalles de récurrence pour le bassin versant du barrage de Charchar.

Sur la base des débits de pointe de crue indiqués dans le Tableau II-27 et en suivant une approche conservatrice, les débits de pointe de crue recommandés sont indiqués dans le Tableau II-27.

Tableau II-27 : Débits de pointe de crue recommandés (m³/s) pour le bassin versant du barrage de Charchar

Période de récurrence (années)	Débits de pointe de crue recommandés
10	66,5
20	84,2
50	113
100	135,6
1000	214,4
CRM	325

II-6 Hydrogramme de crue:

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

$$Q_t = Q_{\max \%} \left(\frac{t}{t_m} \right)^n \dots\dots\dots(\text{II-49})$$

Et l'autre pour la décrue exprimée par:

$$Q_t = Q_{\max \%} \left(\frac{t_d - t}{t_d} \right)^m \dots\dots\dots(\text{II-50})$$

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

Q_t: débit instantané au moment (t).

t_m, t_d: temps de montée et de décrue.

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

Temps de base: $t_b = t_m + t_d \dots\dots\dots(\text{II-51})$

On considère généralement que: t_d = 2 t_m, et t_m = t_c (pour des petits bassins).

On a donc:

$$\begin{cases} t_m = t_c = 2,7 \text{ h} \\ t_d = 2 t_m = 5,4 \text{ h} \\ t_b = t_m + t_d = 8,1 \text{ h} \end{cases}$$

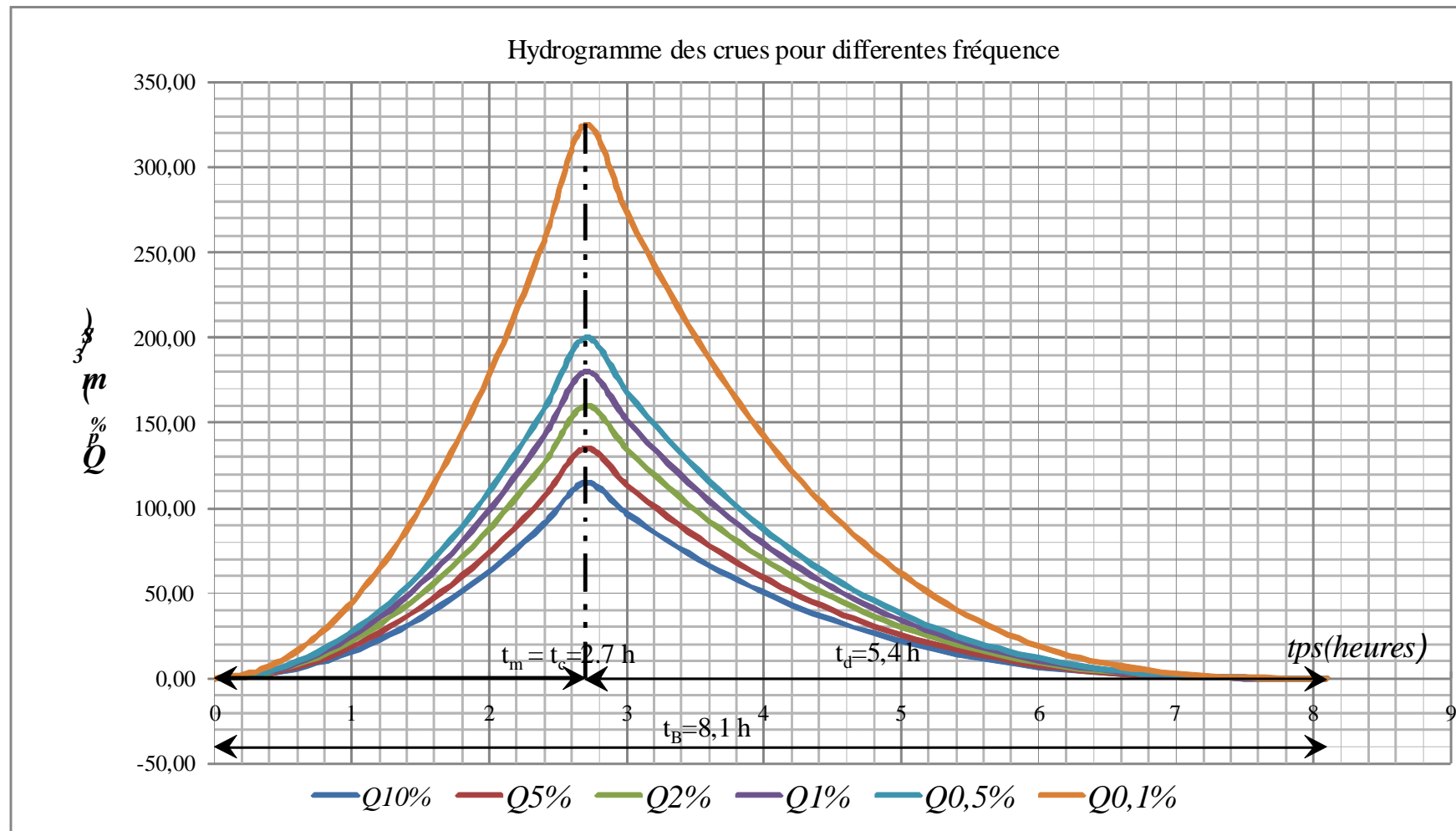


Figure. (II-14): Hydrogrammes des crues pour différentes périodes de retour

II-7 Choix de la crue de projet:

La crue de projet est définie comme étant la crue maximale que l'ouvrage capable d'évacuer sans dommages graves à l'aval.

Pour cela il faut déterminer cette crue en prenant en compte l'effet de laminage par la retenue, elle est calculée sur la base d'un débit de pointe évalué à partir de l'étude du régime des crues.

Dans ce contexte, nous sommes amenés à faire un choix car il est évident que nous ne pourrions jamais protéger un ouvrage contre toutes les crues pouvant survenir, notre choix est porté sur une période de retour de crue, ce qui revient à accepter un certain risque qui devra être en rapport avec l'intérêt économique de l'ouvrage et les impératifs de sécurité.

Dans notre cas, nous allons opter pour la crue 1000 ans voyant le risque potentiel et les dommages que causera la rupture du barrage qui sont très importants selon la classification du comité national australien des grands barrages (CNAGB), (les difficultés géologiques et géotechniques sont compliquées, et que le risque en aval est élevé)(village de Bouchtata), et vu l'importance du présent ouvrage, ainsi que la crue 1000 ans est la plus recommandée dans de tels cas.

Tableau (II.29) : Crue de projet recommandée [source CNAGB]

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

Alors nous optons pour une crue de projet de probabilité de 0,1% (T = 1000 ans)

$$Q_{0.1\%} = 325,0 \text{ m}^3/\text{s}.$$

II-8 Etude de Régularisation:

Le but de la régularisation est de déterminer la capacité optimum de la retenue de barrage qui permet de rendre réguliers les débits de l'oued CHARCHAR afin de satisfaire les besoins en eau d'AEP et d'irrigation avec le moindre risque de défaillance possible.

Il existe deux types de régularisation sont utilisés:

- La régularisation saisonnière.
- La régularisation interannuelle.

Pour notre étude, ces deux types seront étudiés.

II-8-1.Répartition des besoins :

La répartition mensuelle des besoins en AEP et d'irrigation obtenue auprès de l'ANBT est donnée au tableau II.30.

Tableau (II.30) : Répartition mensuelle des besoins en eau d'irrigation Et AEP.

mois	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	S
$U_{80\%}$ Hm^3	0,108	0,091	0,082	0,07	0,06	0,05	0,233	0,305	0,375	0,408	0,325	0,225

Source ANBT

II-8-2. Courbes caractéristiques de la retenue :

Une relation superficie-capacité pour le barrage de Charchar, indiquée dans le Tableau II-31, a été obtenue à partir d'une levée (échelle 1 : 1 000) effectuée dans le bassin du barrage. La courbe se trouve en Figure II-15.

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

$$\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \times \Delta H \dots\dots\dots (II-52)$$

Avec :

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

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

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

ΔV_i : Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveau successives (m^3)

Le Tableau suivant donne les caractéristiques topographiques de la retenue.

- courbe capacité-hauteur : $H=f(V)$.
- courbe surface-hauteur : $H=f(S)$.

Tableau (II. 31): Caractéristiques topographiques de la retenue.

Cote (mNGA)	Surface (km ²)	Smoy (km ²)	ΔH (m)	ΔV (Hm ³)	V _i (Hm ³)	h _{moy} (m)
85	0	*****	*****	*****	0	0
		0,002	3	0,006		
88	0,003	0,0065	2	0,013	0,006	2,000
		0,015	2	0,03		
90	0,01	0,0305	3	0,0915	0,019	1,462
		0,058	2	0,116		
92	0,02	0,1055	3	0,3165	0,049	1,485
		0,204	5	1,02		
95	0,041	0,387	5	1,935	0,1405	1,899
		0,608	5	3,04		
97	0,075	0,834	5	4,17	0,2565	1,721
		1,102	6,5	7,163		
100	0,136	1,102	6,5	7,163	0,573	2,011
		1,25				
105	0,272				1,593	2,860
110	0,502				3,528	3,331
115	0,714				6,568	3,704
120	0,954				10,738	3,938
126,5	1,25				17,901	4,501

$$\Delta V_1 = \frac{2}{3} S_1 \Delta H = \frac{2}{3} * 0,071 * 5 = 0,237 \text{ Hm}^3$$

La courbe capacité-hauteur est représentée dans la figure suivante.

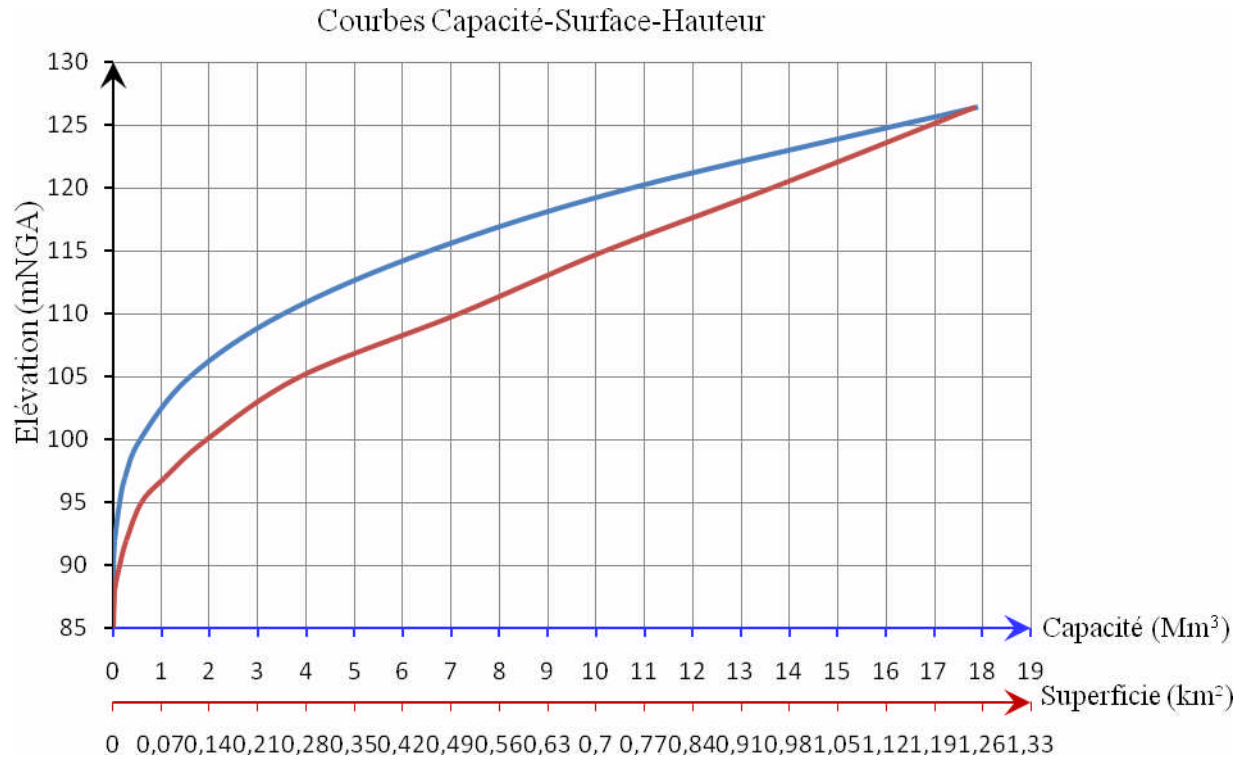


Figure (II-15) : Courbes caractéristiques du réservoir (retenue)

II-8-3. Volume mort:

Le volume mort est un volume constant qui ne participe pas à la régularisation des débits (B.Touaibia, 2001)

Il existe plusieurs formules pour le calcul de ce dernier :

II-8-3-1. Méthode liée à l'érosion spécifique (la plus simple) :

Le volume est donné par la formule suivante :

$$V_m = \frac{E_s \cdot S \cdot T \cdot m}{\tau} \dots\dots\dots(II-53)$$

AN:

- T : Durée de vie du barrage (50 ans);
- E_s : érosion spécifique en tonne /Km².an (1500 T/Km².an)
- m : pourcentage des alluvions restant dans le lac (71%)
- S : Surface du bassin versant 23Km²
- τ : poids volumique de la vase en kg/m³ (1,6 T/m³)

Donc $V_m = 0,75 \text{ Hm}^3$

II-8-3-2. Formule de TIXERONT :

Le volume mort est estimé à :

$$V_m = (1,05 - 1,10) \frac{Q_s \cdot T}{\delta_s} \dots\dots\dots (II-54)$$

Qs : Le débit solide (t/an)

δ_s : Poids spécifique de la vase humide ($\delta_s = 1,6 \text{ T/m}^3$).

$$Q_s = T_s \cdot S \dots\dots\dots (II-55)$$

S : Superficie du bassin versant.

AN : $Q_s = 17851,68 \text{ t/an}$

T : Délai de service ; T = 50 ans.

D'où :

$$V_m = 0,61 \text{ Hm}^3$$

II-8-4. Calcul du volume utile sans tenir compte des pertes:

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière sont donnés dans le tableau

Du tableau (II.32) on a :

$$V_s = 1,359 \text{ Hm}^3$$

$$V_d = 1,281 \text{ Hm}^3$$

Donc: la retenue fonctionne à un seul temps.

Donc: la retenue fonctionne à un seul temps.

$$V_s > V_d \quad \text{D'ou : } V_u = V_d \quad \text{Alors : } V_u = 1,281 \text{ Hm}^3$$

Le volume de la retenue normale sera :

$$V_{\text{NNR}} = V_u + V_m \dots\dots\dots (II-56)$$

D'où : $V_{\text{NNR}} = 2,031 \text{ Mm}^3$

Tableau II.32 : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Hm³).

Mois	A _{80%} (Mm ³)	U _{80%} (Mm ³)	A _{80%} -U _{80%}	1 ^{ère} consigne			2 ^{ème} consigne		
				Vrf (Mm3)	Vri (Mm3)	S (Mm3)	Vrf (Mm3)	Vri (Mm3)	S (Mm3)
Octobre	0,210	0,108	0,102		0,750		0,672	0,750	0,078
Novembre	0,290	0,091	0,199	0,852	0,852		0,774	0,774	
Décembre	0,410	0,082	0,328	1,051	1,051		0,973	0,973	
Janvier	0,350	0,07	0,280	1,379	1,379		1,301	1,301	
Février	0,290	0,06	0,230	1,659	1,659		1,581	1,581	
Mars	0,270	0,05	0,220	1,889	1,889		1,811	1,811	
Avril	0,230	0,233	-0,003	2,109	2,031	0,078	2,031	2,031	
Mai	0,150	0,305	-0,155	2,028	2,028		2,028	2,028	
juin	0,050	0,375	-0,325	1,873	1,873		1,873	1,873	
juillet	0,010	0,408	-0,398	1,548	1,548		1,548	1,548	
Aout	0,020	0,325	-0,305	1,150	1,150		1,150	1,150	
septembre	0,130	0,225	-0,095	0,845	0,845		0,845	0,845	
				0,750	0,750	0,078	0,750	0,750	0,078

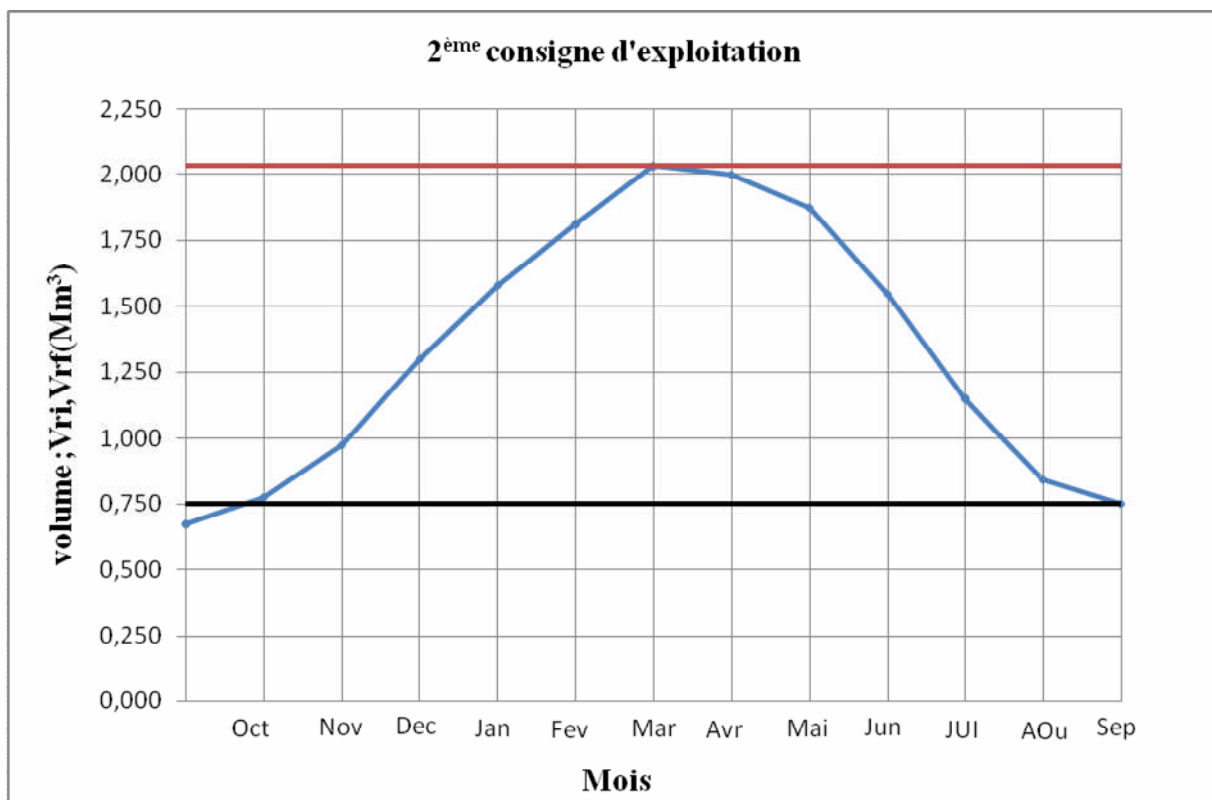
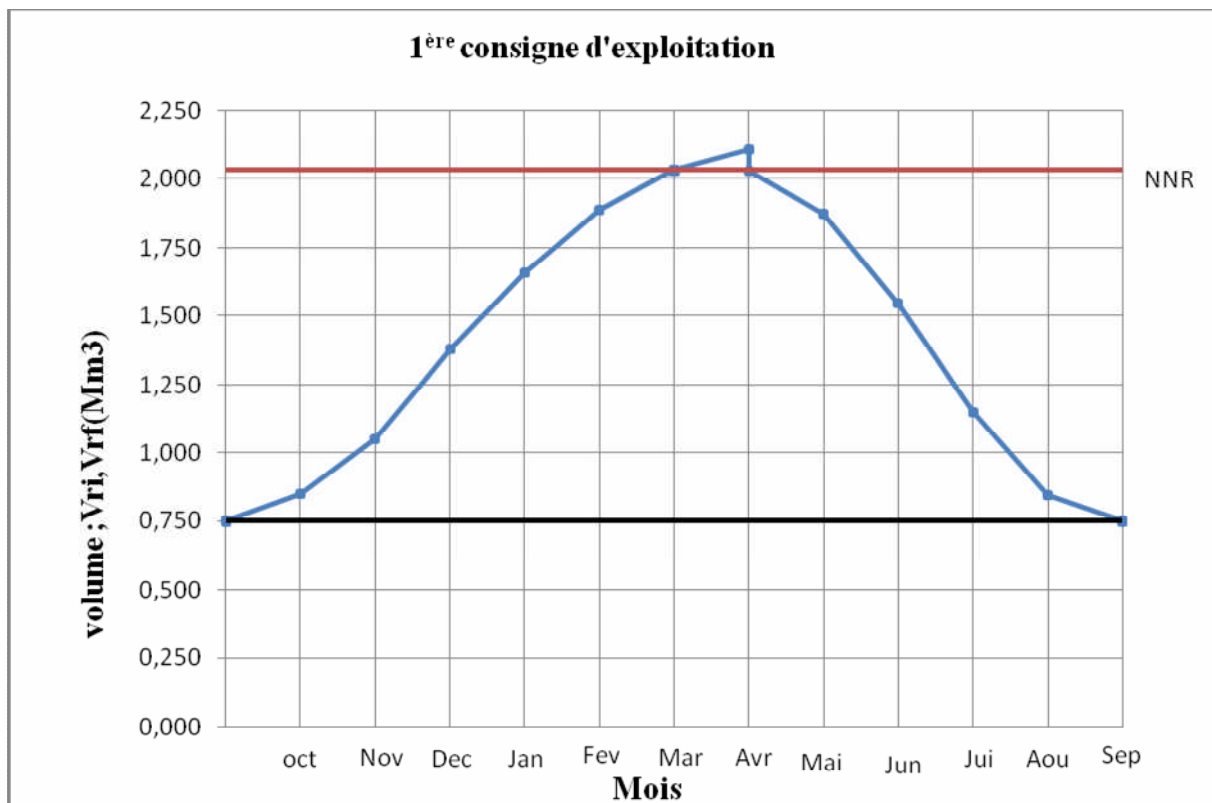


Figure (II-16) : Graphique d'exploitation (sans pertes)

II-8-5.Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes):

Les pertes dans la retenue sont à deux sortes :

- ◆ Pertes par évaporation.
- ◆ Pertes par infiltration.

A) Pertes par évaporation :

On a: $V_{\text{evp}}=E_v.S_{\text{moy}}$ (II-57)

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

E_s : Evaporation mensuelle (m).

S_{moy} : Surface du plan d'eau correspond au volume moyen (V_{moy}). Tirée de la courbe (capacité-hauteur)

B) Pertes par infiltration:

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{\text{inf}} = \frac{\delta.V_{\text{moy}}}{100} \dots\dots\dots(II-58)$$

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

δ : Coefficient qui dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette déterminer d'après le tableau II.33.

Tableau II.33 : Valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologiques

Nature	Hauteur d'infiltration pendant une année (cm)	δ	
		Année	Mois
Sol a faible perméabilité	0 à 50	5 à 10	0,5 à 1,0
Sol à perméable moyenne	50 à 100	10 à 20	1 à 1,5
Sol a forte perméabilité	>100 à 200	>20 à 40	>1,5 à 3,0

Dans notre cas, on prend $\delta=0,5$

Le calcul des pertes est représenté dans le tableau II.34 suivant :

Tableau II.34 : Les volumes des pertes dans la retenue :

Mois	Vri (Mm³)	Vri-1 (Mm³)	Vmoy (Mm³)	Smoy (km²)	E_s (m)	Vevp (Mm³)	Vinf(Mm³)	II(Mm³) 80%
Octobre	0,852	0,750	0,801	0,38	0,102	0,0006	0,0004	0,001
Novembre	1,051	0,852	0,9515	0,4	0,060	0,0005	0,0005	0,001
Décembre	1,379	1,051	1,215	0,41	0,043	0,0004	0,0006	0,001
Janvier	1,659	1,379	1,519	0,58	0,047	0,027	0,008	0,001
Février	1,889	1,659	1,774	0,6	0,057	0,034	0,009	0,001
Mars	2,031	1,889	1,96	0,62	0,092	0,0004	0,0006	0,001
Avril	2,028	2,031	2,0295	0,63	0,122	0,0003	0,0007	0,001
Mai	1,873	2,028	1,9505	0,61	0,155	0,001	0,0080	0,009
juin	1,548	1,873	1,7105	0,6	0,183	0,001	0,009	0,010
juillet	1,150	1,548	1,349	0,45	0,211	0,008	0,007	0,015
Aout	0,845	1,150	0,9975	0,4	0,200	0,010	0,005	0,015
septembre	0,750	0,845	0,7975	0,38	0,149	0,006	0,004	0,010

Tableau II.35 : Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes) :

Mois	A _{80%} (Mm ³)	U _{80%} (Mm ³)	II(Mm ³)	A _{80%} -(U _{80%} +II)	1 ^{ère} consigne			2 ^{ème} consigne		
					Vrf (Mm3)	Vri (Mm3)	S (Mm3)	Vrf (Mm3)	Vri (Mm3)	S (Mm3)
Octobre	0,210	0,108	0,001	0,101		0,750		0,738	0,750	0,012
Novembre	0,290	0,091	0,001	0,198	0,851			0,839		
Décembre	0,410	0,082	0,001	0,327	1,049			1,037		
Janvier	0,350	0,07	0,001	0,279	1,376			1,364		
Février	0,290	0,06	0,001	0,229	1,655			1,643		
Mars	0,270	0,05	0,001	0,219	1,884			1,872		
Avril	0,230	0,233	0,001	-0,004	2,103	2,091	0,012	2,091		
Mai	0,150	0,305	0,009	-0,164	2,087			2,087		
juin	0,050	0,375	0,010	-0,335	1,923			1,923		
juillet	0,010	0,408	0,015	-0,413	1,588			1,588		
Aout	0,020	0,325	0,015	-0,320	1,175			1,175		
septembre	0,130	0,225	0,010	-0,105	0,855			0,855		
					0,750		0,012	0,750	0,750	0,012

D'après le tableau on a :

$$V_s' = 1,353 \text{Hm}^3$$

$$V_d' = 1,341 \text{Hm}^3 \quad V_s' > V_d' \Rightarrow V_u' = V_d' = 1,341 \text{Hm}^3$$

$$\text{Donc } V_{\text{NNR}} = 2,091 \text{Hm}^3$$

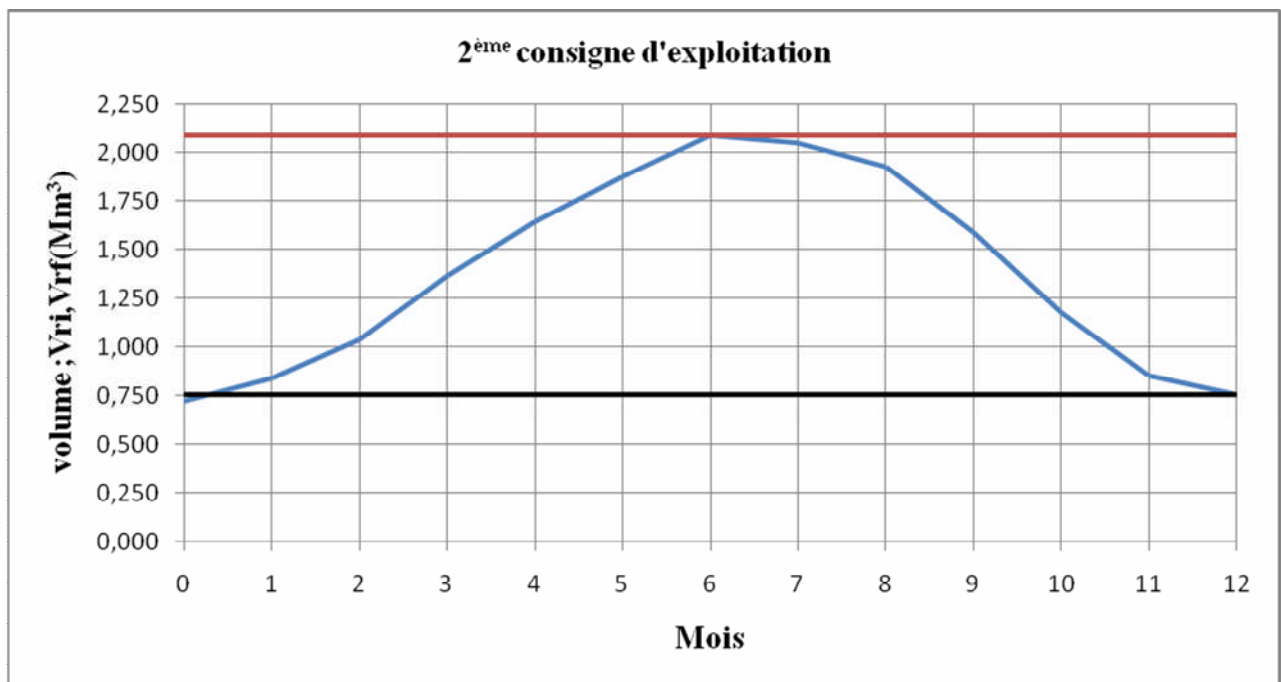
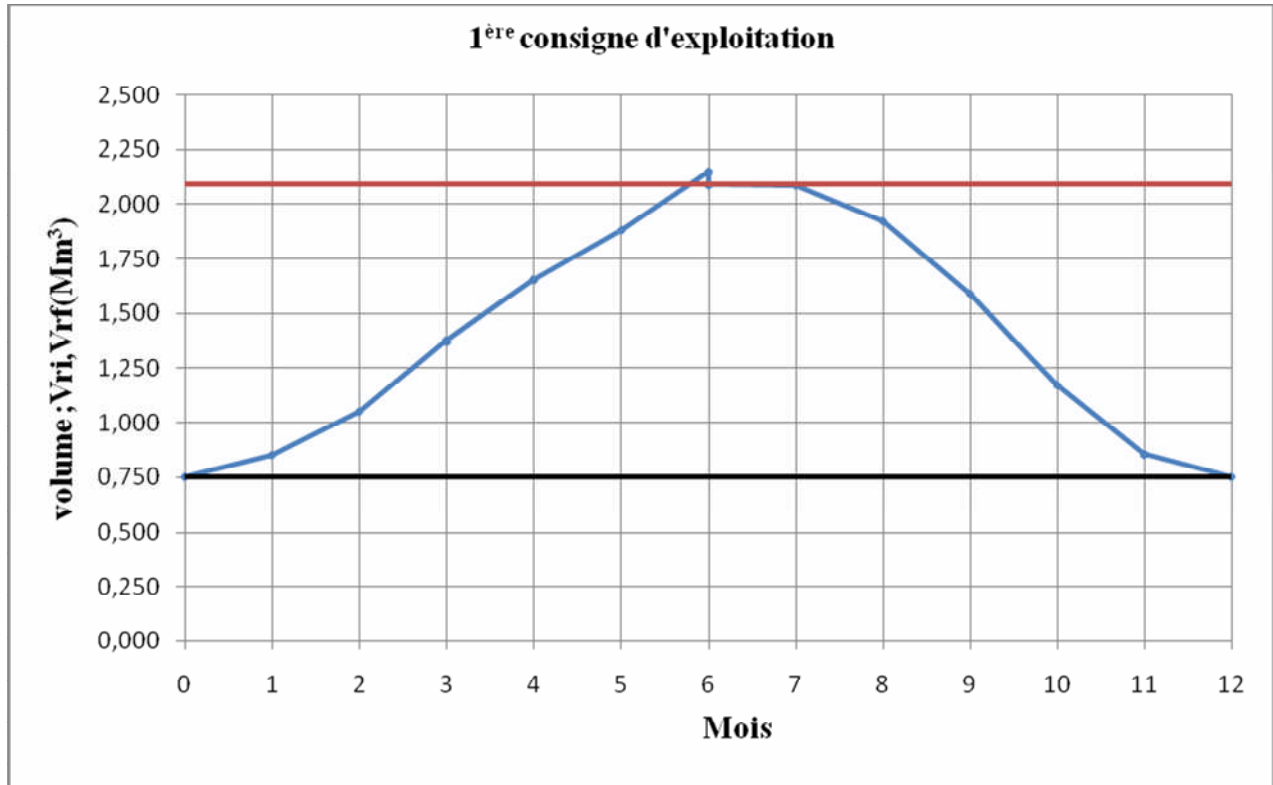


Figure (II-17) : Graphique d'exploitation (avec pertes)

C) Estimation de l'erreur :

On a : $\zeta = \frac{V'_U - V_U}{V'_U} \cdot 100 \dots\dots\dots(\text{II-59})$

$$\zeta = \frac{1,341 - 1,281}{1,341} \cdot 100 = 4,47\% < 5\%$$

En prend **Vu=1,341 Hm³**

Le volume au niveau normal de la retenue est: $V_{\text{NNR}} = V_M + V_U \dots\dots\dots(\text{II-60})$

V_{NNR} = 2,091 Hm³

II-9. La régularisation interannuelle :

La régularisation interannuelle a pour but de satisfaire la consommation durant plusieurs années, il y a plusieurs méthodes de calcul, on cite:

- 1- Méthode du volume utile interannuel par la méthode Kristly-Menkel:
- 2- Méthode du volume utile interannuel par la méthode Pléchkov-Svaizé:

II-9-1. Calcul du volume utile interannuel par la méthode Kristly-Menkel:

Cette méthode basée sur les caractéristiques de l'échantillon. Elle consiste à déterminer le déficit pendant des années sèches. Donc il faut disposer d'une série des débits moyens annuels exprimés en coefficient de débit $K_i = \frac{Q_i}{Q}$ et un coefficient de régularisation α .

On a : $V_{u_{\text{int}}} = V_s + V_{\text{int}} \dots\dots\dots(\text{II-61})$

Le volume interannuel dont la relation :

$V_{u_{\text{int}}} = \beta_{\text{plur}} \cdot W_0 \dots\dots\dots(\text{II-62})$

$\beta_{\text{Plur}} = \max(D) = \max[(\alpha - K_{p\%}) \cdot n] \dots\dots\dots(\text{II-63})$

Avec : α : Coefficient de régularisation

$K_{p\%}$: Coefficient de l'hydraulicité

$K_{p\%} = F_{p\%} \cdot C_v^{(n)} + 1 \dots\dots\dots(\text{II-64})$

Avec : C_v : Coefficient de variation

$F_{p\%}$: la probabilité en fonction de $P\%$ et C_s

$C_v^{(n)} = \frac{C_v}{\sqrt{n}} ; C_s^{(n)} = \frac{C_s}{\sqrt{n}} \dots\dots\dots(\text{II-65})$

Donc : $\beta_{\text{plur}} = \max[(\alpha - K_{p\%}) \cdot n]$

D'après le tableau III-4 de calcul dans l'ANNEXE III .on trouve : $\beta_{\text{plur}} = 0,7635$

$$V_{\text{plur}} = \beta_{\text{plur}} W_0 = 0,7635 \cdot 4 \quad V_{\text{plur}} = 3,054 \text{ Mm}^3.$$

Donc : $V_{\text{u}_{\text{int}}} = V_s + V_{\text{int}} = 1,341 + 3,054 = 4,40 \text{ Mm}^3$

Volume au niveau normal de la retenue est: $V_{\text{NNR}} = V'_m + V_U$

$$V_{\text{NNR}} = 5,145 \text{ Mm}^3$$

II-9-2. Calcul du volume utile interannuel par la méthode graphique ;

Pour la régularisation interannuelle de l'écoulement, le volume utile de la retenue est divisé en 2 composantes (saisonniers et interannuelle)

Cette composante pluriannuelle est déterminée graphiquement après avoir tracé la courbe des valeurs cumulées ;

$$\sum_{i=1}^n (k_i - 1) = f(n) \dots \dots \dots \text{(II-66)}$$

Avec : $k_i = \frac{Q_i}{Q_0}$: coefficient de débit et

n : nombre d'années d'observations

Le tracé de la courbe $\sum_{i=1}^n (k_i - 1) = f(n)$ nécessite une série hydrologique.

Parallèlement à ce tracé, on construit une échelle dite échelle rayonnante de rayon p du coefficient de l'écoulement régularisé α_b comme montre la figure (II-18)

avec : $\alpha_b = \frac{W_b}{W_0}$ W_b : volume régularisé (demandé) et W_0 :apport moyen interannuelle

pour notre cas on prend : $\alpha_b = 0.8$

Calcul échelle rayonnante : le rayon minimal de cette échelle est calculé de la manière

suivante : $p = \frac{M_{\sum_{i=1}^{41} (k_i - 1)}}{M_n \cdot M_x} \dots \dots \dots \text{(II-67)}$

$M_{\sum_{i=1}^{41} (k_i - 1)}$: Echelle de l'axe des ordonnées de la courbe réduit=0,250

M_n : Échelle de l'axe des abscisses =1

M_x : Échelle de la partie verticale de l'échelle rayonnante=0.1

D'ou: $p = \frac{0.250}{1 \times 0.1} = 2,5 \text{ cm}$

Tableau II-36 : Calcul les valeurs cumulées

ordre	années	P _i (mm)	L _i (mm)	A _i (Mm ³)	Q _i (m ³ /s)	k	(k-1)	∑(k-1)
1	1967	79.9	24.8	0.572	0.0181	1.462	0.462	0.462
2	1968	30.8	9.6	0.220	0.0070	0.564	-0.436	0.025
3	1969	76.3	23.7	0.546	0.0173	1.396	0.396	0.421
4	1970	57.7	17.9	0.412	0.0131	1.055	0.055	0.476
5	1971	65.1	20.3	0.466	0.0148	1.192	0.192	0.667
6	1972	65.7	20.4	0.470	0.0149	1.201	0.201	0.868
7	1973	54.5	16.9	0.390	0.0124	0.996	-0.004	0.864
8	1974	47.0	14.6	0.336	0.0107	0.859	-0.141	0.724
9	1975	50.3	15.6	0.360	0.0114	0.920	-0.080	0.644
10	1976	38.6	12.0	0.276	0.0088	0.706	-0.294	0.350
11	1977	35.7	11.1	0.255	0.0081	0.653	-0.347	0.002
12	1978	58.3	18.1	0.417	0.0132	1.066	0.066	0.069
13	1979	45.0	14.0	0.322	0.0102	0.823	-0.177	-0.109
14	1980	47.2	14.7	0.337	0.0107	0.863	-0.137	-0.246
15	1981	51.2	15.9	0.366	0.0116	0.937	-0.063	-0.309
16	1982	52.9	16.4	0.378	0.0120	0.967	-0.033	-0.341
17	1983	45.9	14.3	0.328	0.0104	0.840	-0.160	-0.502
18	1984	88.6	27.5	0.633	0.0201	1.620	0.620	0.118
19	1985	39.9	12.4	0.285	0.0091	0.730	-0.270	-0.152
20	1986	43.9	13.6	0.314	0.0099	0.802	-0.198	-0.350
21	1987	32.6	10.1	0.233	0.0074	0.596	-0.404	-0.753
22	1988	51.3	15.9	0.367	0.0116	0.938	-0.062	-0.815
23	1989	47.7	14.8	0.341	0.0108	0.873	-0.127	-0.942
24	1990	62.4	19.4	0.447	0.0142	1.142	0.142	-0.800
25	1991	64.1	19.9	0.459	0.0145	1.173	0.173	-0.627
26	1992	55.9	17.4	0.400	0.0127	1.023	0.023	-0.604
27	1993	39.7	12.3	0.284	0.0090	0.726	-0.274	-0.879
28	1994	69.0	21.5	0.494	0.0157	1.263	0.263	-0.616
29	1995	66.3	20.6	0.474	0.0150	1.213	0.213	-0.403
30	1996	41.3	12.8	0.296	0.0094	0.756	-0.244	-0.647
31	1997	56.1	17.4	0.401	0.0127	1.025	0.025	-0.622
32	1998	51.4	16.0	0.367	0.0117	0.940	-0.060	-0.682
33	1999	42.9	13.3	0.307	0.0097	0.784	-0.216	-0.898
34	2000	42.3	13.2	0.303	0.0096	0.774	-0.226	-1.125
35	2001	36.0	11.2	0.258	0.0082	0.659	-0.341	-1.466
36	2002	97.7	30.4	0.699	0.0222	1.787	0.787	-0.679
37	2003	68.3	21.2	0.488	0.0155	1.249	0.249	-0.430
38	2004	78.3	24.3	0.560	0.0178	1.432	0.432	0.002
39	2005	55.8	17.3	0.399	0.0127	1.020	0.020	0.022
40	2006	58.5	18.2	0.418	0.0133	1.069	0.069	0.092
41	2007	49.9	15.5	0.357	0.0113	0.913	-0.087	0.004

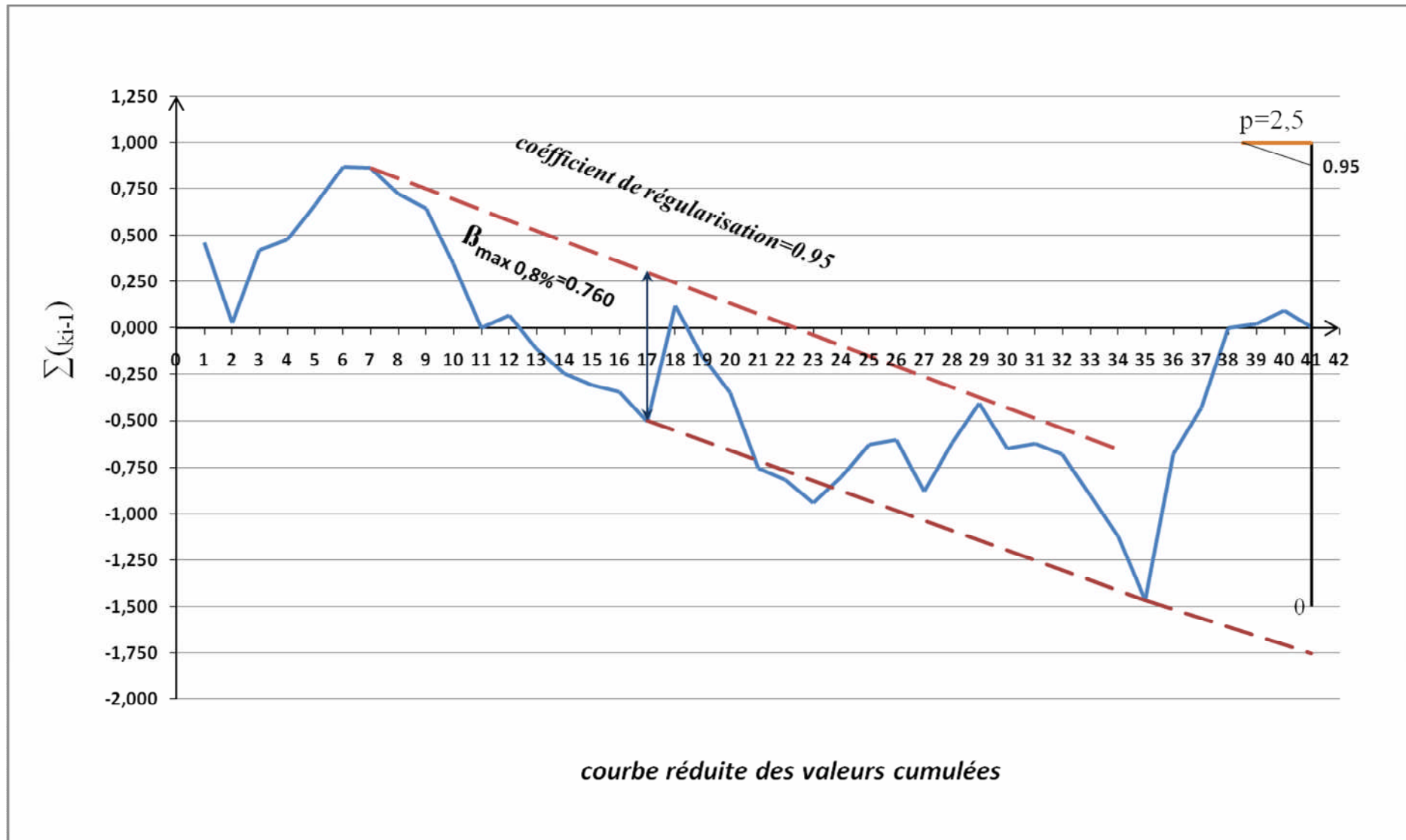


Figure (II-18) : Courbe réduite des valeurs cumulées

$$V_{\text{plur}} = \beta_{\text{max}} * W_0 = 0.760 * 4 = 3,04 \text{ Mm}^3$$

Donc : $V_{\text{int}} = V_s + V_{\text{int}} = 1,341 + 3,04 = 4,381 \text{ Mm}^3$

Volume au niveau normal de la retenue est: $V_{\text{NNR}} = V'_m + V_U$

$$V_{\text{NNR}} = 5,131 \text{ Mm}^3$$

Remarque: dans les deux méthodes on a trouve les résultats sont proche

d'où $V_{\text{NNR}} = 5,145 \text{ mm}^3$

II-10. 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 temporaire de la retenue et le débit progressif de déversement en fonction de l'apport entrant de la crue, cette relation peut être formulée comme suit:

$$Q \cdot dt = q \cdot dt + S \cdot dh \dots \dots \dots (II-68)$$

Ou:

Q: le débit entrant de la crue.

q: le débit déversé par l'évacuateur de crue.

S: la surface du plant d'eau de la cuvette.

Le débit cumulée à l' instant t est:

$$Q - q = S \cdot (dh / dt) \dots \dots \dots (II-69)$$

Ou:

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

Il existe plusieurs procédés de laminage, nous opterons pour les méthodes de Katherine, et celle de Hildenblate qui sont des méthodes grapho-analytique.

Généralement la méthode de HILDENBLAT et la méthode step by step sont utilisées dans les grands barrages c'est pour cela qu'on opter pour la méthode de KOTCHERINE qui est détailler par la suite

II-10-1. La méthode de Hildenblat :

Pour faire le laminage des crues par cette méthode, on doit avoir les données suivantes :

- Hydrogramme de crue fréquentiel : $Q_p\% = f(t)$.
- Courbe des volumes d'eau dans la retenue : $V = f(H)$.
- Courbe des variations d'eau dans la retenue au dessus du niveau normal de la retenue.

Le débit maximum déversé (q) peut être donné par la formule de Kotchérine améliorée par Sokolovsky pour les hydrogrammes à une pointe ou triangulaire :

$$q_{\max p\%} = 0.85 Q_{p\%} \left(1 - \frac{V_f}{V_{cp\%}}\right) \dots\dots\dots (II-70)$$

Avec :

$V_{cp\%}$: Volume de la crue de probabilité P%.

V_f : Volume déversant de sécurité ou volume forcé.

D'après Kotcherine, le volume forcé est donné par la formule :

$$V_f = (0.05 + 0.2)V_{cp\%} \dots\dots\dots (II-71)$$

Le volume de la crue est égal au produit de chaque débit Q par l'intervalle de temps $1h=3600s$:

$$V_{cp\%} = 4,74$$

Donc le volume forcé sera :

$$V_f = 0.2 \times 4.74 = 1.16 \text{ Mm}^3$$

Maintenant on a les valeurs des paramètres V_f , $V_{cp\%}$, et $Q_{p\%}$, on peut calculer le débit maximum à évacuer $q_{\max p\%}$.

Application numérique :

$$q_{\max p\%} = 0.85 \times 325 \times \left(1 - \frac{0.95}{4.74}\right) = 221 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$q_{\max p\%} = 221 \text{ m}^3/\text{s}$$

Le volume au dessous de la cote NPHE est :

$$V_{NPHE} = V_{NVM} + V_U + V_f \dots\dots\dots (II-72)$$

Application numérique :

$$V_{NPHE} = 0,75 + 4,395 + 0,95 = 6,1 \text{ Mm}^3$$

$$V_{NPHE} = 6,1 \text{ Mm}^3$$

La charge maximale déversant h_d

$$h_d = NPHE - NNR = 114,45 - 113 = 1,45 \text{ m}$$

$$h_d = 1,45 \text{ m}$$

La largeur du déversoir de l'évacuateur de crue de surface est calculée par la formule suivante :

$$q = m b h_d^{3/2} \sqrt{2g} \dots\dots\dots (II-73)$$

Avec :

m : Coefficient de débit dépendant du type de déversoir

b : Largeur du déversoir

h_d : Charge sur le déversoir.

D'où : $b = \frac{q_{max}}{m h_d^{3/2} \sqrt{2g}}$ (II-74)

Application numérique :

$b = \frac{221}{0.49 \times 1.45^{3/2} \times \sqrt{2 \times 9.81}} = 58,317 \text{ m}$ On prend : $b = 58 \text{ m}$

Connaissant cette largeur, la courbe des débits déversant en fonction de la variation du volume d'eau au dessous du déversoir est calculée et tracée :

$q = f(V + \frac{1}{2} q \Delta t)$ (II-75)

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II.37 : Volumes et débits déversant.

H_d (m)	q (m ³ /s)	$1/2(q\Delta t)$ Mm ³	V (Mm ³)	$1/2 * q\Delta t + V$ (Mm ³)
0	0	0,00	5,145	5,145
0,2	11	0,05	5,256	5,305
0,4	32	0,14	5,383	5,520
0,6	59	0,25	5,513	5,765
0,8	91	0,39	5,644	6,032
1	127	0,54	5,777	6,320
1,2	166	0,71	5,912	6,625
1,4	210	0,90	6,042	6,941
1,45	221	0,95	6,095	7,043

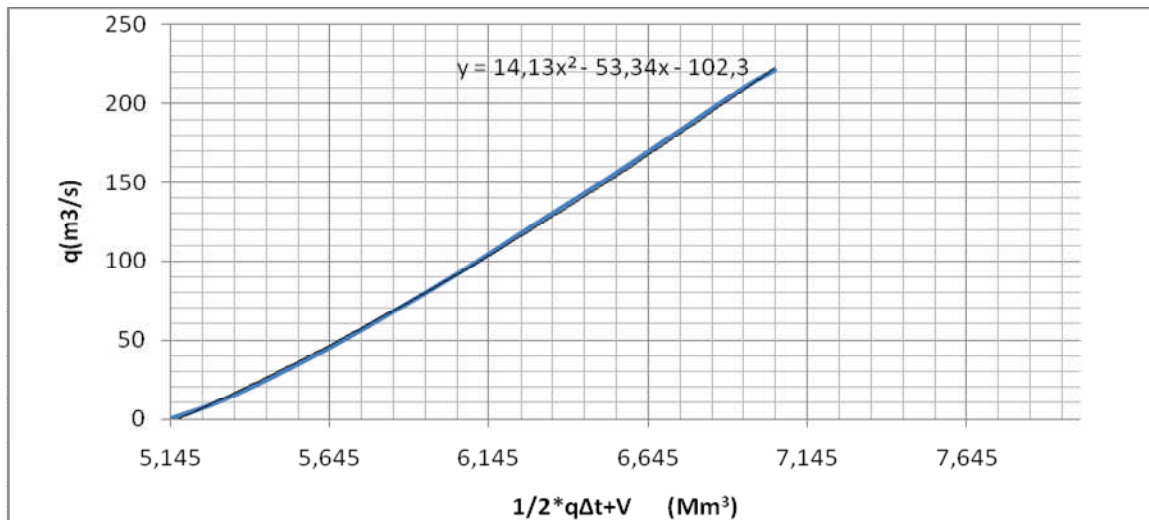


Figure (II-19) : Courbe des débits déversant

Disposant de courbes suivantes, on procède au laminage proprement dit :

$$Q=f(t) \quad V=f(H)$$

$$q = f\left(V + \frac{1}{2}q \times \Delta t\right)$$

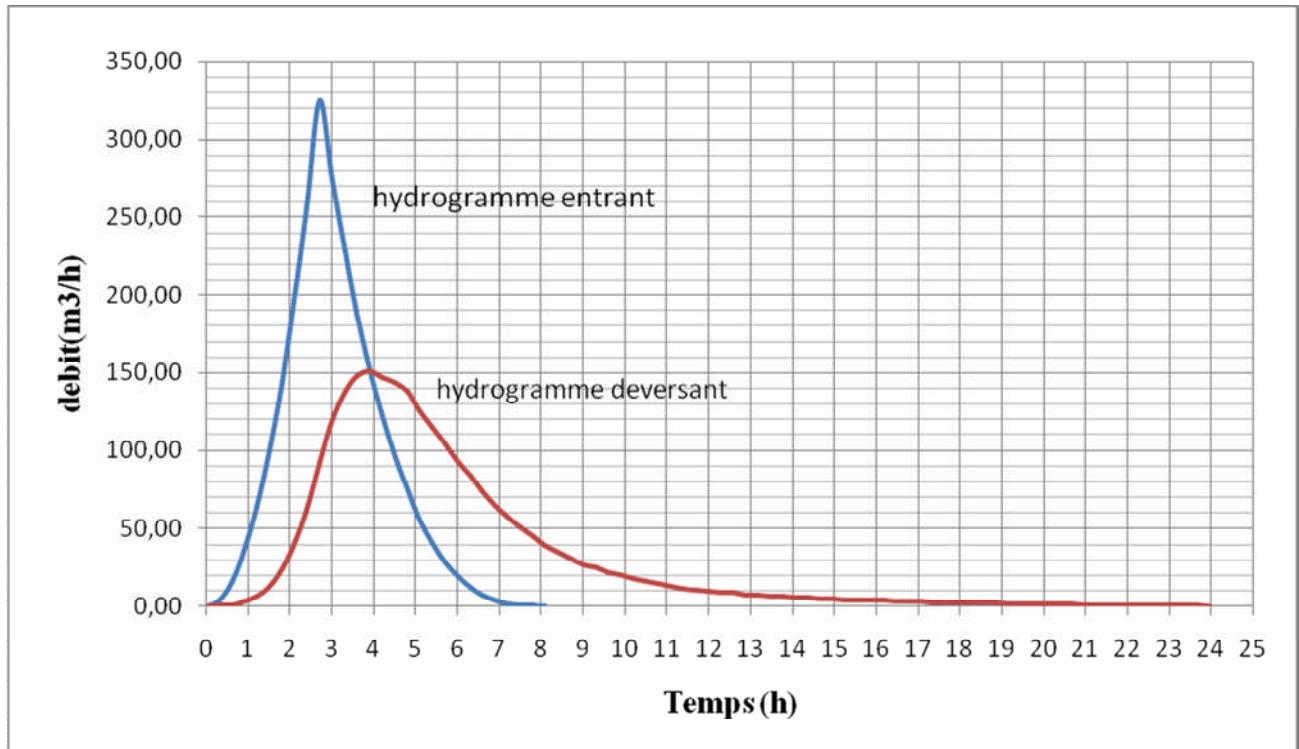


Figure (II-20) : Hydrogrammes des débits entrants et sortants

D'après tableau.III.5 dans l'annexe III

Les résultats de l'étude du laminage des crues d'après la méthode de Hildenblat sont suivant ;

- La charge déversant : $h_d=1,45m$
- La Largeur du déversoir : $b_d=58m$
- débit de la crue max pour fréquence 0,1% : $Q_{max,0,1\%}=325m^3/s$
- débit de la crue max déversant pour fréquence 0,1% ; $q_{max,0,1\%}=151,114m^3/s$
- Temps de laminage de crue : $T=24$ heures

II-10-2. La méthode de KOCHERINE :

La méthode de KOTCHERINE est un procédé grapho- analytique qui se base sur les principes suivants :

1. l'hydrogramme de crue est considère comme un triangle ou un trapèze,

2. les débits transitent par l'évacuateur de crue se déversent selon une fonction linéaire,
3. le laminage commence avec le remplissage de la cuvette au niveau normale de la retenue (NNR).
4. les pertes par infiltration et évaporation sont considérées comme nulles au moment de la crue.

Dans notre cas on a un hydrogramme de crue de forme triangulaire, le débit laminé est :

$$q_{\text{lamin}} = Q_{\%} \cdot \left(1 - \frac{V_F}{V_C}\right) \dots\dots\dots(\text{II-76})$$

$$V_C = 0,5 Q_{\text{max,p}\%} \cdot T \dots\dots\dots(\text{II-77})$$

Cette relation montre une réduction du débit de pointe de la crue au fur et à mesure que le niveau d'eau augmente dans la cuvette.

L'estimation de la charge au-dessus du déversoir s'effectue en faisant transiter ces volumes par un évacuateur de crues aux dimensions.

Le débit de crues transitant par l'évacuateur de crue se calcule alors par la formule :

$$q_{\text{max,p}\%} = m \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot H_d^{3/2} \dots\dots\dots(\text{II-78})$$

- Avec :
- m=0,49 coefficient de débit ;
 - g=9,81 accélération de la pesanteur ;
 - b : largeur de déversoir ;
 - H_d : charge sur le déversoir.

A partir de ces formules nous pouvons remplir le tableau

Cette itération donne des courbes qui peuvent s'entrecroiser avec la relation de q_{max,p%} . Ce sont ces points de croisement qui permettent de définir le débit de crue laminé correspondant à la largeur optimal.

Le débit laminé est calculé pour différentes charges 'H_d' et différentes largeurs du seuil déversant 'b' de l'évacuateur de crues.

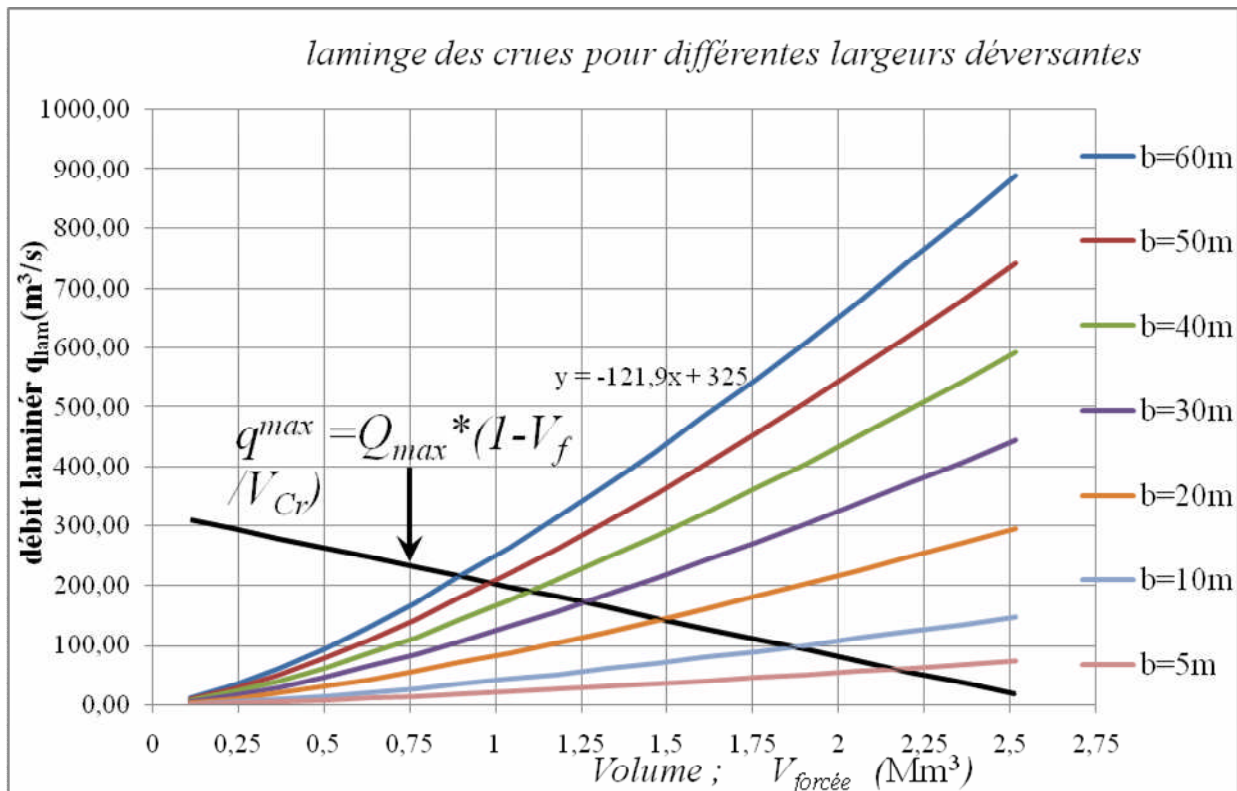
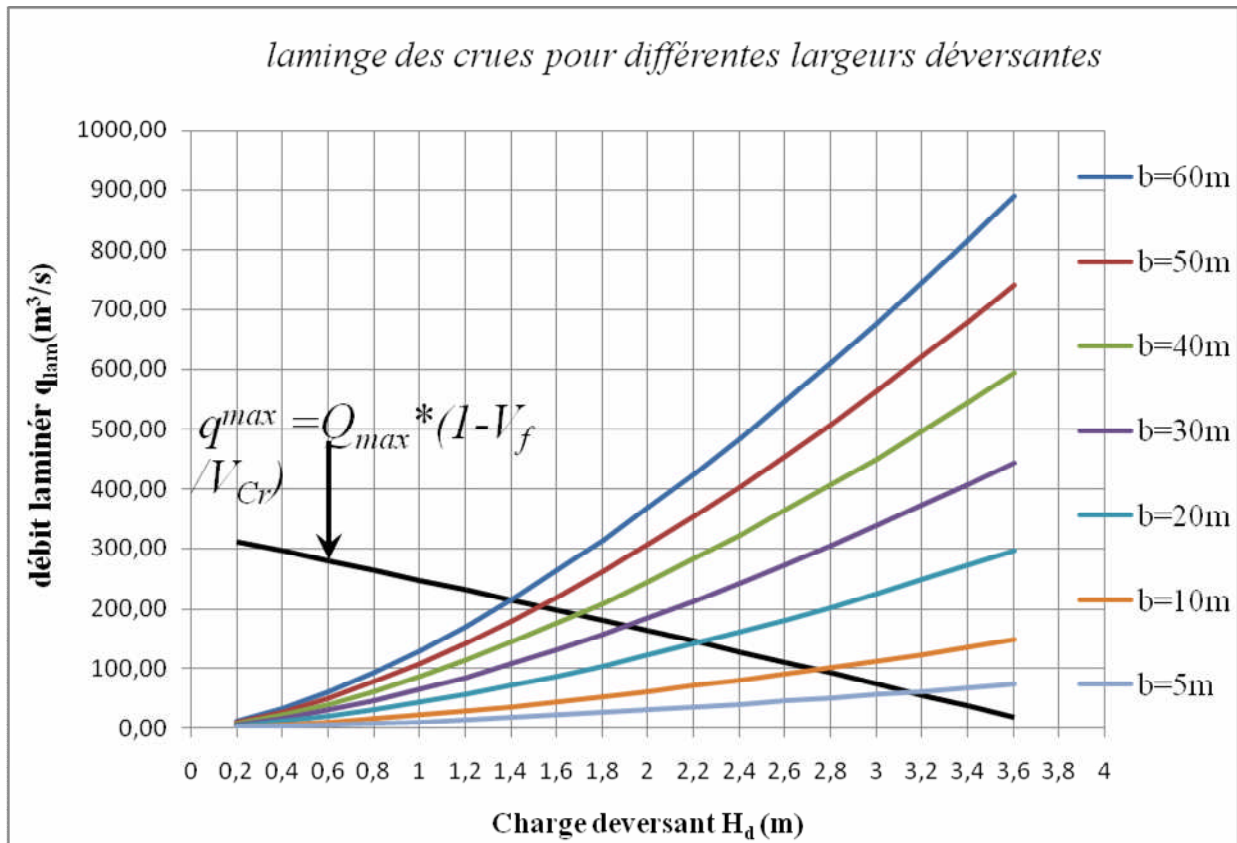
Procédé de calcul :

- Les différentes valeurs des lames d'eau H_d
- Définir la cote PHE=NNR+H_d
- A l'aide de la courbe capacité-hauteur, on détermine le volume V_{PHE} relatif a chaque PHE.
- Définir le volume en charge pour chaque lame tel que : V_f = V_{PHE}-V_{NNR}.
- Définir le volume de la crue pour l'hydrogramme de crue ayant une forme triangulaire.

Tous les calculs et résultats sont illustres ci après :

Tableau II-38 : Calcul du débit déversant pour déferlantes largeurs b et la charge déversant H_d

H_d (m)	PHE(m)	VPHE(m)	VF(m)	q_{max} (m ³ /s)	$q_{max}=m.b.(2g)^{1/2}.H_d^{3/2}$						
					b(m)						
					5	10	20	30	40	50	60
0	112,86	5,145	0	325,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,2	113,06	5,256	0,111	311,46	0,97	1,94	3,88	5,82	7,77	9,71	11,65
0,4	113,26	5,383	0,238	295,98	2,74	5,49	10,98	16,47	21,96	27,45	32,94
0,6	113,46	5,513	0,368	280,12	5,04	10,09	20,17	30,26	40,35	50,44	60,52
0,8	113,66	5,644	0,499	264,15	7,76	15,53	31,06	46,59	62,12	77,65	93,18
1	113,86	5,777	0,632	247,93	10,85	21,70	43,41	65,11	86,82	108,52	130,23
1,2	114,06	5,912	0,767	231,46	14,26	28,53	57,06	85,59	114,12	142,65	171,19
1,4	114,26	6,042	0,897	215,61	17,97	35,95	71,91	107,86	143,81	179,77	215,72
1,6	114,46	6,186	1,041	198,05	21,96	43,93	87,85	131,78	175,71	219,63	263,56
1,8	114,66	6,326	1,181	180,98	26,20	52,41	104,83	157,24	209,66	262,07	314,49
2	114,86	6,468	1,323	163,66	30,69	61,39	122,78	184,17	245,56	306,94	368,33
2,2	115,06	6,611	1,466	146,22	35,40	70,82	141,65	212,47	283,29	354,12	424,94
2,4	115,26	6,756	1,611	128,54	40,34	80,70	161,40	242,09	322,79	403,49	484,19
2,6	115,46	6,903	1,758	110,61	45,49	90,99	181,99	272,98	363,97	454,96	545,96
2,8	115,66	7,052	1,907	92,44	50,84	101,69	203,38	305,07	406,76	508,45	610,15
3	115,86	7,202	2,057	74,15	56,38	112,78	225,56	338,34	451,11	563,89	676,67
3,2	116,06	7,354	2,209	55,61	62,11	124,24	248,49	372,73	496,97	621,21	745,46
3,4	116,26	7,508	2,363	36,83	68,02	136,07	272,14	408,21	544,28	680,35	816,42
3,6	116,46	7,663	2,518	17,93	74,11	148,25	296,51	444,76	593,01	741,25	889,51



Les résultats de l'étude du laminage des crues centennales de l'oued Charchar sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II-39:Récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine.

b(m)	H(m)	V_f(Mm3)	q(m3/s)	NPHE(m)	H_b
5	3,14	2,16	60,38	116	36
10	2,75	1,88	98,98	115,61	35,61
20	2,23	1,48	144,55	115,09	35,09
30	1,92	1,26	173,23	114,78	34,78
40	1,7	1,10	192,43	114,7	34,56
50	1,52	1,00	203,37	114,38	34,38
60	1,4	0,90	215,72	114,26	34,26

II-10-3. Méthode STEP BY STEP:

1-Données de base:

- Niveau normal de la retenue (▼NNR).
- Hydrogramme de crue.
- Crue de projet.
- Courbe capacité- hauteur.

2- Principe de la méthode :

Le temps de base est divisé en une série de pas de temps Δt à chaque instant t , on détermine les paramètres suivants :

- Débit de crue à partir de l'Hydrogramme de crue;
- Volume d'eau entrant pendant le temps Δt :

$$V_{ent} = \frac{Q_i + Q_{i+1}}{2} \Delta t \dots\dots\dots (II-79)$$

- La cote du plan d'eau;
- La charge sur le déversoir c'est la différence des côtes du plan d'eau à l'instant t et le niveau normale de la retenue (NNR).

Le débit sortant : $Q_{sortie} = m \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2} \dots\dots\dots (II-80)$

Où :

m : Coefficient de débit;

b : Largeur de déversoir;

h : Hauteur d'eau sur le déversoir.

Le volume sortant : $V_{sorte} = Q_{sort} \cdot \Delta t \dots \dots \dots (II-81)$

Ou : Δt : pas de temps.

- Le volume dans la retenue :

$(V_{Retenue})_i = (V_{Retenue})_{i-1} + (V_{ent})_i - (V_{sort})_i \dots \dots \dots (II-82)$

Les résultats des débits à évacuer maximum pour différentes largeurs sont consignés en annexe III

Les caractéristiques de chaque largeur du déversoir proposée comme le débit évacué, la lame déversée sont représentés dans le Tableau II-40.

Tableau II-40: Récapitulatif des résultats de la méthode de « Step by Step ».

b (m)	H (m)	▼NPHE (mNGA)	Vf(Mm ³)	q (m ³ /s)
5	2,79	115,66	1,93	103,3
10	2,34	115,21	1,597	158,87
20	1,93	114,8	1,3	237,5
30	1,75	114,44	1,044	261,053
40	1,33	114,2	0,88	272,3
50	1,25	114,13	0,827	311,15

Remarque :

On remarque après l'utilisation des différentes méthodes que les résultats obtenus sont proche entre eux sauf une petite différence de la méthode Graphique qui nécessite l'utilisation des abaques, pour l'étude d'optimisation on prendre les valeurs de la méthode KOTCHERINE.

II-11. Etude d'optimisation

Le but de l'étude d'optimisation est de 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.

Le calcul consiste à évaluer le coût approximatif de l'ouvrage pour les différentes largeurs déversantes correspondantes aux différentes hauteurs de la digue

II-11-1. La revanche :

C'est la tranche comprise entre la crête du barrage et la cote 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.

La revanche minimale est donnée par la relation de Mallet et Pacquant (1951) :

$$R=H+\frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots(\text{II-83})$$

La hauteur des vagues H est estimé a l'aide des formules suivantes :

➤ **Formule de Stevenson :**

$$H=0,75+0,34F^{0,5}-0,26F^{0,25} \dots\dots\dots(\text{II-84})$$

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

F : largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et direction du barrage appelée Fetch [F =1,363 km].

➤ **Formule de Molitor :**

$$H=0,75+0,032(U.F)^{0,5}-0,27F^{0,25} \dots\dots\dots(\text{II-85})$$

U : la vitesse du vent mesurée en Km/h ; U=100 Km/h.

➤ **Formule de Mallet-Pacquant (1951)**

$$H=0,5+0,33F^{0,5} \dots\dots\dots(\text{II-86})$$

➤ **Formule de simplifiée :**

$$H=1+0,3\sqrt{F} \dots\dots\dots(\text{II-87})$$

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau II-41 : Récapitulatif du calcul des hauteurs des vagues.

Formule	H(m)
Formule de Stevenson	0,87
Formule de Molitor	0,83
Formule de Mallet-Pacquant	0,89
Formule simplifiée	1,35

On adopte donc la valeur de H=0,89 m car c'est la valeur la plus proche de la moyenne.

La vitesse de propagation des vagues est donnée par la relation de Gaillard :

$$V=1,5+2H \dots\dots\dots(\text{II-88})$$

H : hauteur des vagues (en m).

$V=3,28\text{m/s}$

Donc la revanche minimale sera :

$R=1,44\text{m}$

On prend $R=1,5\text{m}$ pour dimensionnement du barrage

II-11-2. Dimensionnement préalable de la digue :

✓ **Largeur en crête :**

Différentes formules sont utilisées pour le calcul de la largeur en crête :

1- Formule de KNAPEN : $b_{cr}=1,65\sqrt{H_b}$
(II-89)

2- Formule de F-PREECE : $b_{cr}=(1,1\sqrt{H_b}) + 1$
(II-90)

3-Formule Anonyme (simplifiée) : $b_{cr}=3,60\sqrt[3]{H_b} - 3$ (II-91)

4- Formule pratique : $b_{cr}=\frac{5}{3}\sqrt{H_b}$
(II-92)

H_b : Hauteur du barrage [m];

$H_b= NNR - C_f + h_{dév} + R + t$ (II-93)

On admet une valeur de $t =0,5\text{m}$ pour le tassement du barrage, le tableau II-42 nous donne les résultats du calcul.

$H_b=113-80+1,7+1,5+0,5=36,7\text{m}$

$H_b= 36,7\text{m}$

Tableau II-42 : Récapitulatif des résultats de calcul de la largeur en crête

Formule	b_{cr} (m)
Formule de KNAPEN :	10,00
Formule de F-PREECE :	7,66
Formule Anonyme (simplifiée) :	8,96
Formule pratique :	10,1
Moyenne	9,12

On opte pour une largeur de crête égale à:

$b_{cr}= 8 \text{ m}$

✓

Pentes des talus:

Amont: $m_1= 2 : 3$

Aval: $m_2= 2,5 : 3$

✓ **Calcul du coût de la digue:**

On calcule en premier lieu le volume de la digue pour les différentes lames déversantes afin de déterminer son coût. Le volume de la digue est donné par :

$$V_B = \Sigma V_i \dots\dots\dots(II-94) \quad \text{Avec}$$

$$V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot L \dots\dots\dots(II-95)$$

V_i : le volume du barrage à la cote i .

L_i : Distance entre deux coupes voisines.

S_i : Section transversale correspondante à la coupe i $\left[S_i = \frac{b + B_i}{2} \cdot H_i \right] \dots\dots\dots(II-96)$

B_i : Largeur de base $[B_i = (m_1 + m_2) \cdot H_i + b] \dots\dots\dots(II-97)$

m_1, m_2 : Les fruits des talus.

b : Largeur en crête (m).

H_i : Hauteur de la tranche au point i $[H_i = NNR - C_f + h_{dév} + R + t] \dots\dots\dots(II-98)$

R : Revanche en (m).

t : Tassement en (m).

II-11-3. Calcul du volume de la digue pour les différentes largeurs déversantes :

A partir du profil longitudinal de l'axe du barrage représenté, on peut calculer les volumes de la digue correspondants aux différentes largeurs déversantes, en utilisant les formules citées précédemment.

Tableau II-43 : volume totale de la digue pour chaque largeur déversant

Digues	coup N°	H _i (m)	B _i (m)	S _i (m ²)	S _m (m ²)	L _i (m)	V _i (m ³)	V _T (m ³)
Digue N°1 b _d =5m h _d =3,14 H _B =37,9	1	0	8	0	0	0	0	342998,565
	2	13,9	84,67	645,910	322,955	40,0	12918,198	
	3	23,9	139,67	1767,610	1206,760	36,0	43443,356	
	4	37,9	216,67	4261,990	3014,800	36,0	108532,796	
	5	28,9	167,17	2534,710	3398,350	36,0	122340,596	
	6	0,0	8,00	0	1267,355	44,0	55763,618	
Digue N°2 b _d =10m h _d =2,75 H=37,6m	1	0	8	0	0	0	0	332654,012
	2	13,6	82,53	613,307	306,653	39,0	11959,484	
	3	23,6	137,53	1713,557	1163,432	36,0	41883,548	
	4	37,6	214,53	4177,907	2945,732	36,0	106046,348	
	5	28,6	165,03	2469,932	3323,919	36,0	119661,098	
	6	0,0	8,00	0	1234,966	43,0	53103,535	
Digue N°3 b _d =20m	1	0	8	0	0	0	0	320579,366
	2	13,0	79,67	571,137	285,569	39,0	11137,181	
	3	23,0	134,67	1642,787	1106,962	36,0	39850,649	

h _d =2,23 H _B =37m	4	37,0	211,67	4067,097	2854,942	36,0	102777,929	
	5	28,0	162,17	2384,862	3225,980	36,0	116135,279	
	6	0,0	8,00	0	1192,431	42,5	50678,328	
Digue N°4 b _d =30m h _d =1,92 H _B =36,7m	1	0	8	0	0	0	0	312723,966
	2	12,7	77,96	546,706	273,353	37,0	10114,054	
	3	22,7	132,96	1601,306	1074,006	36,0	38664,202	
	4	36,7	209,96	4001,746	2801,526	36,0	100854,922	
	5	27,7	160,46	2334,856	3168,301	36,0	114058,822	
	6	0,0	8,00	0	1167,428	42,0	49031,968	
Digue N°5 b=40m H _d =1,7m H=36,5m	1	0	8	0	0	0	0	306610,219
	2	12,5	76,75	529,688	264,844	36,0	9534,375	
	3	22,5	131,75	1572,188	1050,938	36,0	37833,750	
	4	36,5	208,75	3955,688	2763,938	36,0	99501,750	
	5	27,5	159,25	2299,688	3127,688	36,0	112596,750	
	6	0,0	8,00	0	1149,844	41,0	47143,594	
Digue N°6 b=50m H _d =1,52m H _B =36,3m	1	0,0	8,00	0	0	0,0	0	301861,140
	2	12,3	75,76	515,962	257,981	34,5	8900,338	
	3	22,3	130,76	1548,562	1032,262	36,0	37161,418	
	4	36,3	207,76	3918,202	2733,382	36,0	98401,738	
	5	27,3	158,26	2271,112	3094,657	36,0	111407,638	
	6	0,0	8,00	0	1135,556	40,5	45990,010	
Digue N°7 b _d =60m h _d =1,4m H _B =36,2m	1	0	8	0	0	0	0	298667,850
	2	12,2	75,10	506,910	253,455	34,0	8617,470	
	3	22,2	130,10	1532,910	1019,910	36,0	36716,760	
	4	36,2	207,10	3893,310	2713,110	36,0	97671,960	
	5	27,2	157,60	2252,160	3072,735	36,0	110618,460	
	6	0,0	8,00	0	1126,080	40,0	45043,200	

Tableau II-44 : Résultats de calculs du coût de la digue pour les différentes largeurs déversantes

digue	b (m)	h _d (m)	V _{totale} (m ³)	coûts(MDA)
1	5	3,14	342998,565	152,01
2	10	2,75	332654,0119	139,15
3	20	2,23	320579,3657	128,23
4	30	1,92	312723,966	125,09
5	40	1,7	306610,2188	122,64
6	50	1,52	301861,1403	120,74
7	60	1,4	298667,850	119,47

II-11-4. Calcul du coût approximatif de l'évacuateur de crues :

On va tenir compte des coûts du seuil déversant et du canal d'approche, vu que le chenal et le bassin de dissipation gardent leur profil pour les différentes largeurs du déversoir.

II-11-4-1.Coût du déversoir :

Le déversoir envisagé est du type « Creager ». Ce type de profil 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. 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 L'équation du profil Creager est donnée par l'expression suivante :

$$\frac{Y}{H} = \frac{1}{K} \left(\frac{X}{H}\right)^n \dots\dots\dots(\text{II-99})$$

Avec K=2,127 et n=1,85

Donc : $Y = 0,47 \frac{X^{1,85}}{H^{0,85}}$ **Avec :** H : Charge sur le seuil (m).
 Y : Ordonnée du profil (m).
 X : Abscisse du profil (m).

On trace cette courbe en donnant à chaque fois une valeur à « X » pour déterminer « Y » correspondant.

La charge « H » est définie pour chaque largeur du déversoir.

Le volume du déversoir sera donc: $V_{dev} = S.b$

Avec : S : section transversale du profil ; b : largeur déversant.

Remarque :

Le prix du mètre cube du béton armé est estimé à 32000DA.

Tableau II-45 : Résultats de calculs du coût du déversoir pour les différentes largeurs déversantes

profil	b (m)	h _d (m)	S (m ²)	V (m ³)	coûts(MDA)
1	5	3,14	30,878	154,391	4,940
2	10	2,75	28,907	289,057	9,250
3	20	2,23	25,933	518,651	16,597
4	30	1,92	23,936	718,036	22,977
5	40	1,7	22,434	897,345	28,715
6	50	1,52	21,621	1081,057	34,594
7	60	1,4	20,505	1230,309	39,370

II-11-4-2.Coût du canal d'approche :

Le canal d'approche est un dispositif qui permet de réduire au minimum les pertes de charges et de guider calmement la crue vers le seuil déversant. Il est de forme rectangulaire avec une charge d'eau « H » est une hauteur de pelle égale à 3,8 m.

D'où la hauteur totale du mur : $H_{ca}=P+H+R$

Avec P : hauteur de pelle [m];

H : la lame déversant [m];

R : la revanche[m].

La longueur du canal d'approche « L » est déterminée d'après la topographie est égale à 20m

L'épaisseur du mur « e » est prise égale à 0,5m.

D'où le volume du canal d'approche est estimé par $V= S.e = L.H_{ca}.e$

Tableau II-46 : Résultats de calculs du coût du canal d'approche pour les différentes largeurs déversantes

N°	b(m)	h _d (m)	H _{ca} (m)	S (m ²)	V (m ³)	Coûts(MDA)
1	5	3,14	8,24	4,12	82,4	2,637
2	10	2,75	7,85	3,925	78,5	2,512
3	20	2,23	7,33	3,665	73,3	2,346
4	30	1,92	7,02	3,51	70,2	2,246
5	40	1,7	6,8	3,4	68	2,176
6	50	1,52	6,62	3,31	66,2	2,118
7	60	1,4	6,5	3,25	65	2,080

II.11.4.3) Coût du coursier :

Les caractéristiques du coursier sont les suivantes:

- La longueur du coursier est : L = 200 m

- La hauteur du mur : $H = h_{cr}+R$ (II-100)

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{q^2}{gb^2}} \text{ m.} \dots\dots\dots (II-101)$$

R = 1,3m

- la largeur du coursier est : $L = Q^{0,4}$ (II-102)

-L'épaisseur est : e = 0,5m

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau (II.47) : Coût du Coursier pour différentes largeurs déversantes

Largueur déversant b (m)	Débit déversant q (m ³ /s)	Largueur du coursier L(m)	La section S (m ²)	Volume de béton V (m ³)	Coût (MDA)
5	60,382	5,157	5,578	1115,661	35,701
10	98,979	6,284	6,142	1228,373	39,308
20	144,555	7,312	6,656	1331,161	42,597
30	173,228	7,860	6,930	1386,045	44,353
40	192,433	8,198	7,099	1419,807	45,434
50	203,367	8,381	7,191	1438,132	46,020
60	215,719	8,581	7,291	1458,135	46,660

Tableau (II.48) : coût de l'évacuateur de crue pour différentes largeurs déversantes

N°	b (m)	h _d (m)	Coûts(MDA)
1	5	3,14	58,080
2	10	2,75	63,250
3	20	2,23	69,160
4	30	1,92	72,850
5	40	1,7	76,320
6	50	1,52	82,730
7	60	1,4	88,110

Tableau II-49 : Tableau récapitulatif des prix totaux

Largueur déversant b (m)	Coût EVC MDA	Coût digue MDA	Coût totale MDA
5	58,080	152,01	210,090
10	63,250	139,15	208,500
20	69,160	128,23	205,030
30	72,850	125,09	201,230
40	76,320	122,64	198,970
50	82,730	120,74	203,480
60	88,110	119,47	207,580

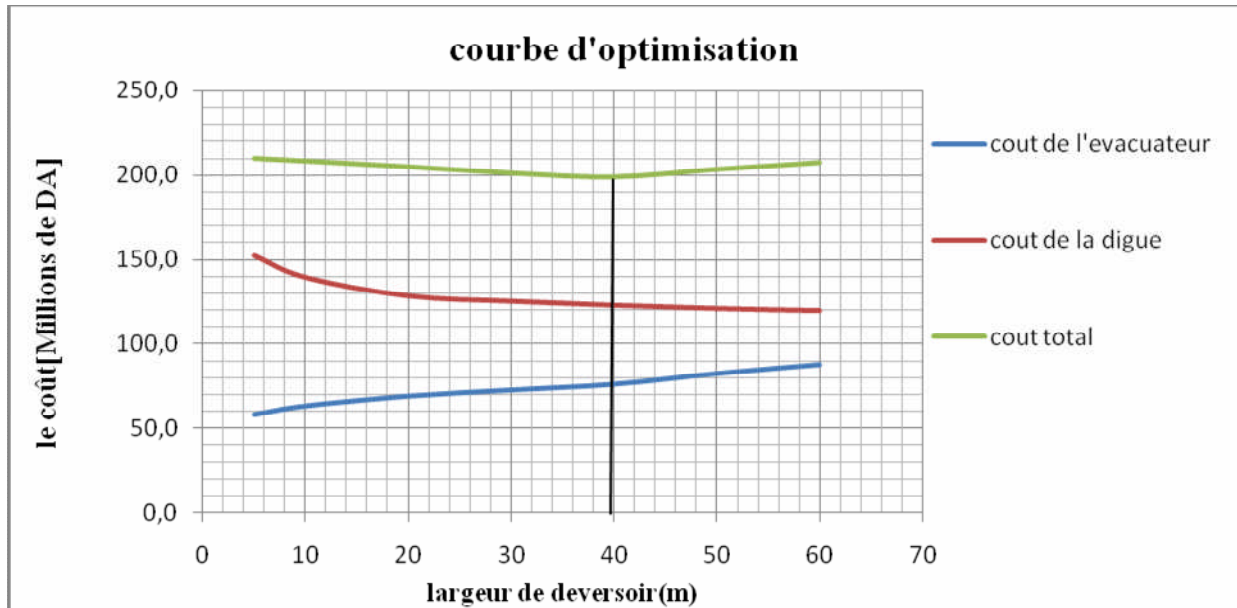


Figure (II-23) : Courbes d'optimisations

Conclusion

Après avoir tracé la courbe d'optimisation de la digue, du déversoir et du canal d'approche (respectivement les coûts en fonction de la hauteur) et au vu des résultats représentés en figure II.23, notre choix a été basé sur le coût total moyen.

La courbe d'optimisation des coûts présente un point optimum correspondant à une largeur de déversoir optimale « $b=40\text{m}$ » et une cote en crête optimale de la digue égale à 114,56m NGA.

Chapitre III

Synthèse Des Variantes

III.1. Ouvrage d'évacuateur de crues :

Dont la fonction est d'assurer la sécurité du barrage. Il sert à évacuer, en période de crue, l'eau excédentaire du réservoir, dans le bief aval ou dans le bassin versant voisin et ce afin d'éviter la submersion de la crête du barrage.

III.2. Critères de choix de l'évacuateur de crue :

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

1. la sûreté et la sécurité de fonctionnement.
2. les difficultés de réalisation.
3. les exigences typographiques du site.
4. les exigences géologiques du site.
5. la facilité d'entretien.
6. la facilité de modification.
7. le coût de l'ouvrage.

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

1. Le type de fonctionnement hydraulique :
 - Evacuateur de surface.
 - Evacuateur en charge.
 - a. Evacuateur de crues en puits.
 - b. Evacuateur siphon sommaire pour petit barrage.
 - c. Evacuateur siphon à faible charge et fort débit.
2. L'emplacement par rapport à la digue :
 - Evacuateur central.
 - Evacuateur latéral.
 - a. Evacuateur latéral à entonnement frontal.
 - b. Evacuateur latéral à entonnement latéral.

III.3 Choix de la variante :

L'évacuateur de crue en tulipe avec une galerie sous la digue peut provoquer des problèmes d'instabilité du remblai à cause des vibrations qui peuvent se produire lors de l'évacuation, le problème de charriage qui peut causer la saturation pourra se manifester facilement en cas des crues exceptionnelles pouvant arracher les arbres du site boisé ; la faible charge sur l'entonnement circulaire, et l'évacuation au pied de la digue pouvant causer l'érosion régressive ; tout ces problèmes ramène à rejeter cette Variante .

L'évacuateur de crue latéral s'adapte au site du faite que les excavations seront réduites

L'évacuateur de crue latéral à entonnement frontal s'adapte aussi au site, puisque la largeur déversant n'est pas très importante et la topographie permet l'implantation.

Le bon fonctionnement et la sûreté de celui-ci pour les crues dépassant celle de projet et la facilité de réalisation rend cette variante la plus adéquate du côté technique et économique..

III.4 Choix de tracé de l'axe :

Pour un tracé judicieux, l'axe de l'évacuateur de crue doit être :

- Le plus court possible
- Suffisamment éloigné du pied aval du barrage,
- Rectiligne (si possible)

Nous allons donc étudier deux variantes de l'évacuateur de crue

1ère variante : Evacuateur de crue latéral à entonnement frontal

2ème variante : Evacuateur de crue latéral à entonnement latéral

Les évacuateurs de crues à surface libre se composent, d'amont aval des ouvrages suivants :

- Canal d'approche.
- Seuil déversant
- Coursier
- Dissipation d'énergie
- Canal de fuite pour l'évacuation des eaux vers l'oued

Conclusion

Selon la topographie et la géologie de notre site, le choix est arrêté pour un évacuateur de crue à surface libre, soit à entonnement frontal ou latéral sur la rive gauche de digue de col. Ces ouvrages présentent beaucoup d'avantage à savoir :

- Entretien facile,
- Pas risque de saturation,
- Ouvrages très sûrs,
- Une bonne sécurité,
- Un bon rendement,

Chapitre IV

Etude Des Variantes

I-Evacuateur de crue latéral à entonnement frontale

I-1.Dimensionnement et calcul hydraulique

L'évacuateur de crue de surface à entonnement frontal constitué en général des éléments suivants :

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

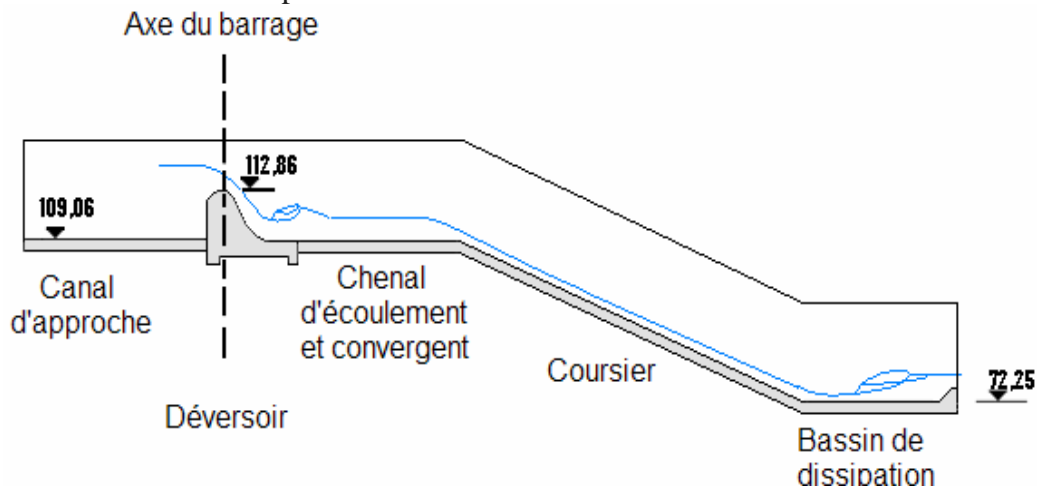


Figure. IV-1 : Profil en long de l'évacuateur de crues.

I-1-1.Canal d'approche:

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

P: la pelle ($P=0,5*H=3,8m$).

H: la charge d'eau sur le déversoir $H=1,7m$.

$H+ P =5,5m$

Vitesse d'approche:

La vitesse est donnée par la relation suivante: $V = \frac{Q}{(P+H)b}$ (III-1)

b: largeur du déversoir ($b = 40m$).

Q: débit évacue ($Q=192,43 m^3/s$).

On trouve: $V=0,87m/s$.

La longueur du canal d'approche est déterminée d'après la topographie, elle est égale à 20 m

I-1-2. Le 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.

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

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

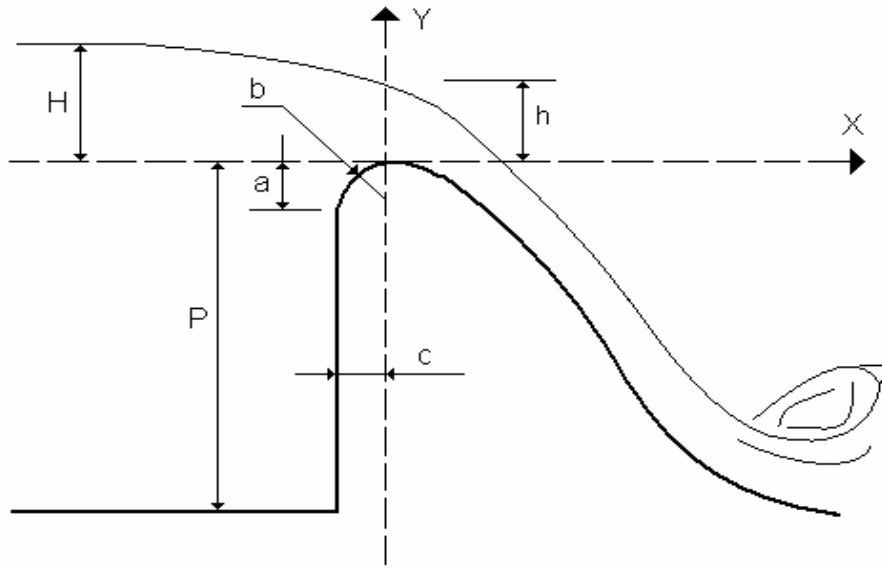


Figure. IV-2: Les paramètres du profil d'un déversoir

$$\left\{ \begin{array}{l} a = 0,12 * H = 0,12 * 1,7 = 0,20 \text{ m} \\ b = 0,4 * H = 0,4 * 1,7 = 0,68 \text{ m} \\ c = 0,3 * H = 0,3 * 1,7 = 0,51 \text{ m} \end{array} \right.$$

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

$$y = -\frac{x^{1,85}}{2 * H^{1,85}} \dots\dots\dots(III-$$

2)

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

Tableau (IV.1) : Les coordonnées du profil de déversoir.

		x	y
0	0,126	0	-0,2142
0,1	0,036	0,17	-0,0612
0,2	0,007	0,34	-0,0119
0,3	0	0,51	0
0,4	0,007	0,68	-0,0119
0,6	0,06	1,02	-0,102
0,8	0,142	1,36	-0,2414
1	0,257	1,7	-0,4369
1,2	0,397	2,04	-0,6749
1,4	0,565	2,38	-0,9605
1,7	0,87	2,89	-1,479
2	1,22	3,4	-2,074
2,5	1,96	4,25	-3,332
3	2,82	5,1	-4,794
3,5	3,82	5,95	-6,494

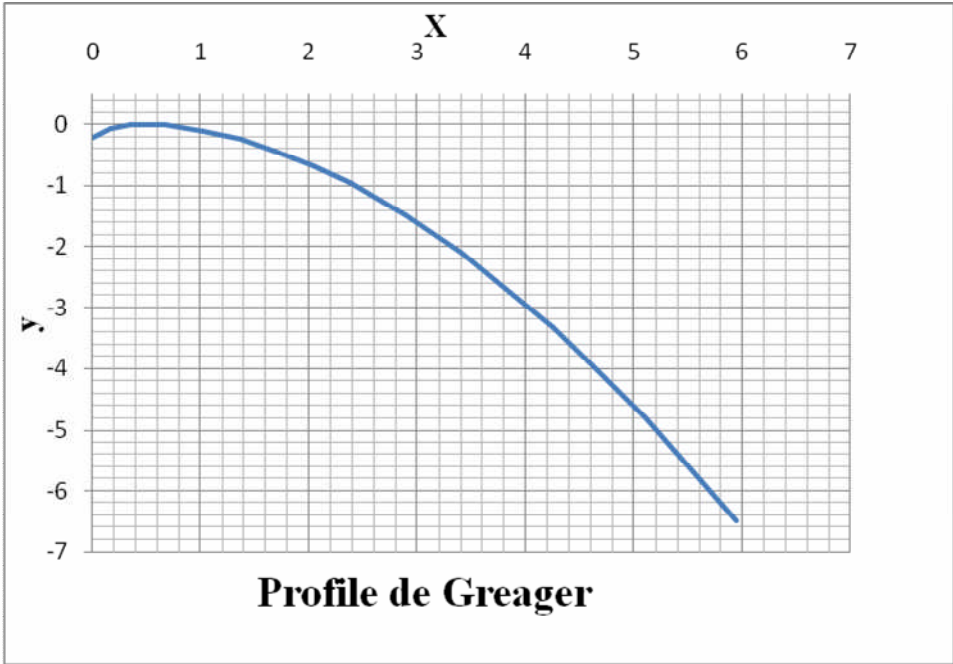


Figure. IV-3 : Profile de Greager du déversoir

– Calcul hydraulique : seuil en dénoyé :

$$Q = \mu * L * \sqrt{2g} * h^{3/2} \dots \dots \dots (III-3)$$

Avec : Q : Le débit maximum déversant en m³/s.

μ : Coefficient de débit.

L : La largeur du déversoir en m.

h : La charge déversant en m.

On a: $H = 1,70$ m

Avec:

$$H = h + \alpha \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots(III-4)$$

α : Coefficient de Coriolis = (1 ÷ 1,1), on prend $\alpha = 1$ pour simplifier les calculs.

On prend aussi: h=1,5 m, puis on va préciser cette valeur de (h) par les calculs suivants.

Le coefficient de débit pour les seuils normaux (profil Creager, profil Scimemi) varie de 0,45 (C=1,99) à 0,49 (C=2,17); avec C est le coefficient de Chézy.

Pour notre cas, on prend un coefficient de débit : $\mu = 0,49$.

$$D'où : b = \frac{Q}{\mu \sqrt{2g} \cdot h^{3/2}} = \frac{192,43}{0,49 \times \sqrt{19,62} \times 1,5^{3/2}} = 48,26 \text{ m}$$

On a arrondi la valeur de b à 50 m .

$$D'où : h = \left(\frac{Q}{\mu \cdot b \cdot \sqrt{2g}} \right)^{2/3} = \left(\frac{192,43}{0,49 \times 50 \times \sqrt{19,62}} \right)^{2/3} = 1,46 \text{ m}$$

La vitesse de l'écoulement :

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{b \cdot h} = \frac{192}{50 \times 1,46} = 2,63 \text{ m/s}$$

$$D'où : \alpha \frac{V^2}{2g} = 1 \times \frac{2,63^2}{19,62} = 0,35 \text{ m}$$

$$H_{\text{seuil}} = h + \alpha \frac{V^2}{2g} = 1,46 + 0,35 = 1,81 \text{ m}$$

$$\text{La cote du plan d'eau : } Z_{p,e} = NNR + H_{\text{seuil}} = 112,86 + 1,81 = 114,67 \text{ m}$$

$Z_{p,e} < NPHE \Rightarrow$ Le calcul qu'on a fait est acceptable.

Remarque :

Il est proposé de implanté le déversoir sur le flanc gauche de la digue de col, fondé sur marne, marnes-calcaires et grès très dégradée. Les profondeurs d'excavation varieront de 6 à 10 m. A

noter que la plupart des matériaux fouillés conviendront à l'usage dans les recharges des digues.

I-1-3.Chenal d'écoulement :

Le chenal d'écoulement est prévu juste a la sortie du déversoir, il doit être conçu avec une pente suffisamment faible pour que le régime y soit du type fluvial, il doit avoir une pente(0,1%) inférieur a la pente critique I_c , sa section est généralement rectangulaire et sa longueur n'est pas très importante. Afin de déterminer la pente du chenal, il faudrait déduire la pente critique, on fixant une largeur au canal égale à 50 m.

La profondeur critique :

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{1}{g} * \left(\frac{Q}{b}\right)^2} \dots\dots\dots(III-5)$$

Avec :

Q : Le débit maximum à évacuer en m^3/s .

b : La largeur du déversoir en m.

Application numérique :

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{1}{9,81} * \left(\frac{192,43}{50}\right)^2} = 1,15 \text{ m}$$

La pente critique :

La pente critique se détermine par la formule de Manning suivante :

$$Q = K * S * R_H^{2/3} * I^{1/2} \dots\dots\dots(III-6)$$

Avec :

R_H : rayon hydraulique en m ;

I : pente en m/m ;

S : section mouillée en m^2 ;

K : coefficient de rugosité ($m^{1/3}/s$)

Tableau(IV.2) : valeurs du coefficient de rugosité (coefficient de Strickler)

Nature des parois	K
Parois très lisse (métal-ciment très lisse)	100
Mortier lisse	85

Béton lisse avec joints	75
Maçonnerie ordinaire	70
Terre, béton rugueux, maçonnerie vieille	60
Terre très irrégulière	50
Chenal rempli de cailloux	40

On prend : $K = 75 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$

Pour une section rectangulaire :

$$I_{cr} = \left[\frac{Q \cdot (b + 2 \cdot h_c)^{2/3}}{K \cdot (b \cdot h_c)^{5/3}} \right]^2 \dots\dots\dots(III-7)$$

Application numérique :

$$I_{cr} = \left[\frac{192,43 \cdot (50 + 2 \cdot 1,15)^{2/3}}{75 \cdot (50 \cdot 1,15)^{5/3}} \right]^2 = 0,0064 \text{ m/m}$$

$I = 0,001 \text{ m/m} < I_{cr} = 0,0064 \text{ m/m} \Rightarrow$ La condition de la pente pour le chenal d'écoulement est vérifiée.

La profondeur normale (h_n):

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

$$Q = S \cdot C \cdot \sqrt{R \cdot I} \dots\dots\dots(III-8)$$

Avec :

S : Section du chenal d'écoulement en m^2 .

C : Coefficient de Chézy (caractérise le frottement) en $\frac{\text{m}^{1/2}}{\text{s}}$

$$C = \frac{R^{1/6}}{n} \dots\dots\dots(III-9)$$

n : Coefficient de rugosité de Manning en $\frac{\text{s}}{\text{m}^{2/3}}$.

Le tableau représenté quelques valeurs de n en fonction du type du canal.

Tableau(IV.3) : Quelques valeurs de n coefficient de rugosité de Manning.

N°	Type du canal ouvert	n
1	Ciment très lisse, bois bien raboté	0.010

2	Bois raboté, rigoles de bois neuves, fonte revetue	0.012
3	Bon tuyau d'égout vitifié, bonne maçonnerie de brique, tuyau de béton moyen, bois non raboté, canivaux de métal lisse	0.013
4	Tuyau d'égout de terre moyen et tuyau de fonte moyen, garniture de ciment moyenne.	0.015
5	Canaux à même la terre droits et en bon état	0.023
6	Canaux à même la terre, état moyen	0.027
7	Canaux découpés dans le roc	0.040
8	Rivières en bon état	0.030

On prend : $n = 0,013 \text{ s/m}^{0,3}$ (béton).

R : Rayon hydraulique en m.

$$R = \frac{S}{P} = \frac{b \cdot h_n}{2 h_n + b} \dots \dots \dots (III-10)$$

P : Le périmètre mouillé en m.

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

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante :

$$Q = \frac{1}{n} * I^{1/2} (b * h_n)^{5/3} (2h_n + b)^{-2/3} \dots \dots \dots (III-11)$$

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

Tableau (IV.4): Calcul itératif de la hauteur normale pour le chenal d'écoulement.

Q(m ³ /s)	h(m)
94,19	1
126,83	1,2
170,77	1,25
192,67	1,35
229,95	1,5

D'où : $h_n = 1,35 \text{ m}$

$h_n = 1,35 \text{ m} > h_c = 1,15 \text{ m} \Rightarrow$ La condition pour la hauteur normale dans le chenal d'écoulement est vérifiée et l'écoulement est fluvial.

I-1-4. Calcul du convergent :

Le convergent est l'ouvrage intermédiaire entre le chenal d'écoulement et le coursier, sa largeur au début est égale à celle du chenal d'écoulement et égale à sa fin à celle du coursier.

Son rôle est de guider les filets d'eau jusqu'au coursier avec un passage d'un écoulement fluvial à la fin du chenal à un écoulement torrentiel au début du coursier.

Le convergent doit être dimensionné de telle sorte que la condition suivante est vérifiée :

$$\text{tg}(\alpha) < \frac{1}{3F} \dots\dots\dots \text{(III-12)}$$

a. La longueur du convergent:

La longueur du convergent est estimée par la formule suivante :

$$L = 2,5 * (l_1 - l_2) \dots\dots\dots \text{(III-13)}$$

l_1 : La largeur au plafond du bief amont en(m).

l_2 : La largeur au plafond de la section de contrôle en (m), c'est la largeur du coursier au même temps.

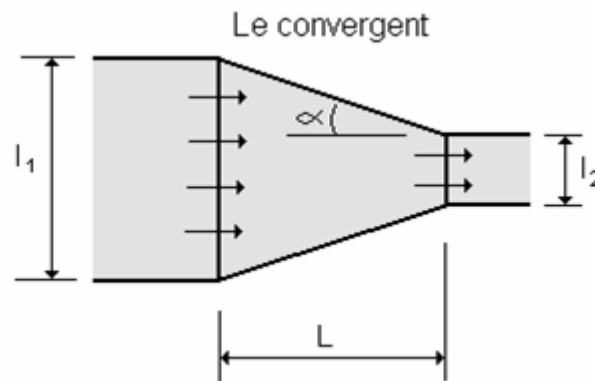


Figure. IV-4 : Schéma d'un convergent de l'évacuateur

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

$$l_1 = 50 \text{ m}$$

$$l_2 = Q^{0,4} = 10 \text{ m}$$

$$L = 2,5 * (50 - 10) = 100 \text{ m}$$

On revient à la condition (formule IV.12) :

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{(l_1 - l_2)/2}{L} = \frac{(50 - 10)/2}{100} = 0,2$$

Le nombre de Froude est donné par la relation suivante :

$$F = \frac{V}{\sqrt{g \cdot h}} \dots \dots \dots (III-14)$$

Avec :

V : vitesse d'écoulement en m/s.

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

h : Le tirant d'eau en m.

Application numérique :

$$V = \frac{Q}{l_1 \cdot h} = \frac{192,43}{50 \cdot 1,35} = 2,85 \text{ m/s}$$

$$F = \frac{2,85}{\sqrt{9,81 \cdot 1,35}} = 0,78$$

$$\frac{1}{3 \cdot F} = \frac{1}{3 \cdot 0,78} = 0,43$$

D'où : $\text{tg}(\alpha) = 0,2 < \frac{1}{3F} = 0,43 \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

b. La profondeur à la fin du convergent :

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

Par une application numérique dans la formule de la profondeur critique (III-5) ; on aura :

$$h = h_c = \sqrt[3]{\frac{1}{9,81} * \left(\frac{192,43}{10}\right)^2} = 3,35 \text{ m}$$

c. La vitesse à la sortie du convergent :

$$V = \frac{Q}{l_2 \cdot h} = \frac{192,43}{10 \cdot 3,35} = 5,74 \text{ m/s}$$

I-1-5. Coursier :

Le passage du chenal au coursier se fait avec une rupture de pente afin d'assurer la localisation de la section de contrôle faisant passer d'un écoulement fluvial à un écoulement torrentiel dans le coursier. Ce dernier est le plus souvent construit en béton et il est fortement conseillé de lui donner une section rectangulaire ce qui assure un écoulement régulier.

La section de contrôle (la section entre le convergent et le coursier), le tirant d'eau est égal à la hauteur critique (h_c).

Le long du coursier, il devient inférieur à h_c . Il s'estime à partir de l'abaque donné en annexe IV.1. C'est un graphe qui donne $\frac{Y}{H_s}$ rapport du tirant d'eau à l'énergie spécifique en fonction de l'expression

$$\frac{Q}{\sqrt{2g \cdot l \cdot H_s^{3/2}}}$$

Avec :

Q : Le débit à évacuer en m^3/s .

l : La largeur du coursier en m.

H_s : L'énergie spécifique en m.

Les données initiales pour le calcul de la ligne d'eau sont présentées dans le tableau suivant.

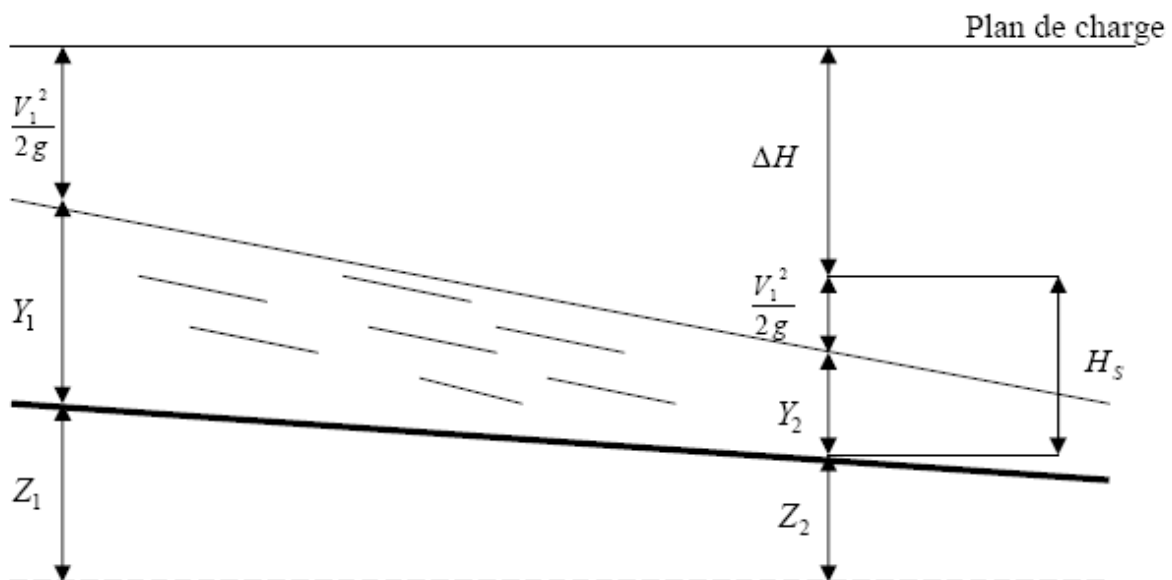


Figure. IV-5 : schéma explicative du linge d'eau.

Le calcul ce fait à l'aide de logiciel canal 21:

Les donnés de départ sont:

- Largeur du canal $b=10m$.
- Débit a évacuer: $Q=192,43m^3/s$.
- La pente du coursier: $I=0,12$.
- La longueur du coursier: $L=292m$.
- Coefficient de Strickler (75).

Tableau (IV.5): Différents paramètres initiales de calcul de la ligne d'eau.

Q (m^3/s)	Strickler	I (m/m)	h_n (m)	h_c (m)	L (m)
-----------------	-----------	-----------	-----------	-----------	---------

192,43	75	0,12	0,89	3,35	292
--------	----	------	------	------	-----

Les résultats de calculs sont illustrés dans le tableau (5-3):

Tableau (IV.6) : Ligne d'eau à pas d'espace de 5m.

Section	Abscisse (m)	Pas (m)	Y (m)	Fr	Hs (m)	J (mm/m)
Amont	0	20	3,3	1,0248	5,033	2,418
1	20	20	1,87	2,4025	7,267	12,481
2	40	20	1,56	3,1532	9,315	21,474
3	60	20	1,39	3,7490	11,158	30,461
4	80	20	1,27	4,2927	12,971	40,130
5	100	20	1,19	4,7328	14,518	49,004
6	120	20	1,14	5,0475	15,662	55,933
7	140	20	1,09	5,3988	16,975	64,249
8	160	20	1,06	5,6296	17,857	70,050
9	180	20	1,03	5,8773	18,820	76,576
10	200	20	1,00	6,1438	19,873	83,946
11	220	20	0,99	6,2371	20,246	86,613
12	240	20	0,97	6,4317	21,029	92,297
13	260	20	0,96	6,5317	21,439	95,328
14	280	20	0,95	6,6351	21,862	98,493
Aval	292	12	0,94	6,7413	22,299	101,801

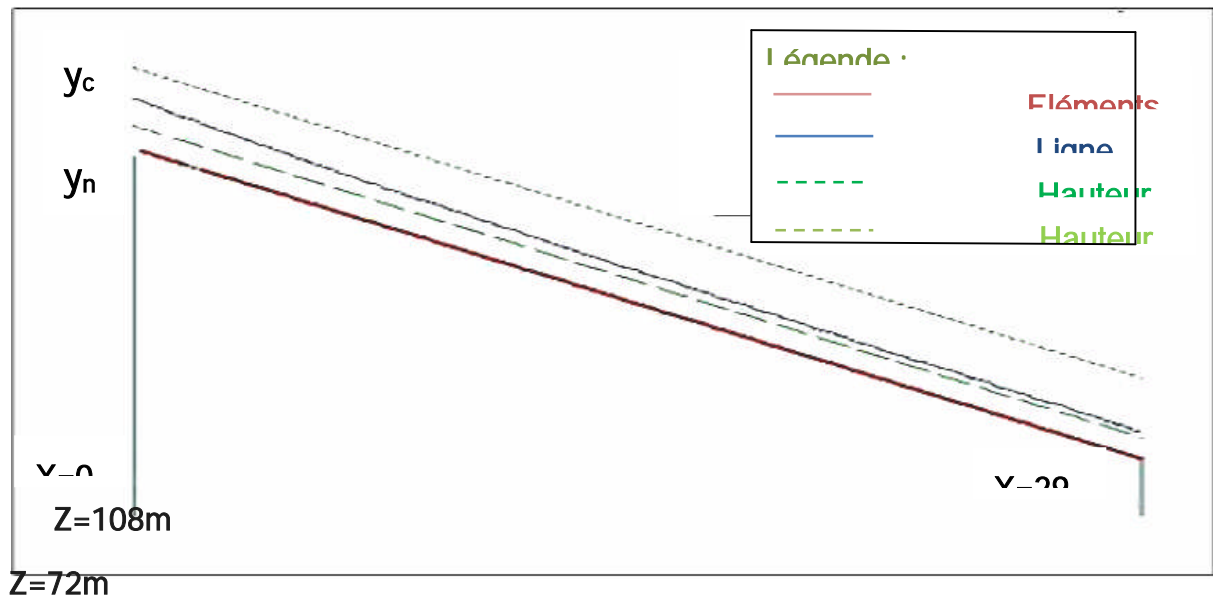


Figure. IV-6 : Tracé de ligne d'eau dans le coursier à l'aide du logiciel CANAL21.

D'après le tableau la valeur qu'on doit adopter est : $Y_2 = 0,94\text{m}$.

La vitesse au fin coursier est: $V = \frac{Q}{S} = \frac{192,43}{10 \times 0,94} = 20,47 \text{ m/s}$

$$F = \frac{V}{\sqrt{g \times h}} = \frac{21,62}{\sqrt{9,81 \times 0,94}} = 6,74$$

I-1-6. Bassin de dissipation :

Parmi les dispositifs de dissipation d'énergie, le bassin à ressaut présente un moyen très efficace pour réduire la vitesse de sortie à une valeur compatible avec la stabilité des berges à l'aval.

La vitesse d'écoulement à l'entrée du bassin de dissipation = $20,47 \text{ m/s} > 15 \text{ m/s}$ et le nombre de Froude = $6,74 > 4,5$. Donc, d'après les tests réalisés par (USBR) « *The Bureau of Reclamation* » : le bassin de dissipation le plus favorable est un bassin à ressaut de type III. Le schéma de ce type de bassin, les abaques de calcul du tirant d'eau aval et la longueur du bassin sont représentés en annexe IV.2.

$$\frac{Y_2}{Y_1} = \frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8F_r^2} - 1) \dots \dots \dots (III-15)$$

$$\frac{Y_2}{Y_1} = 9,05 \Rightarrow Y_2 = Y_1 \times 9,05 = 0,94 \times 9,05 = 8,5 \text{ m}$$

$$\frac{L}{Y_2} = 4,1 \quad \text{D'où : } L = 8,5 \times 4,1 = 34,86 \text{ m}$$

On prend $L_{\text{Bassin}} = 35 \text{ m}$

Avec :

Y_1 : Tirant d'eau avant le ressaut.

Y_2 : Tirant d'eau après le ressaut.

L : Longueur du ressaut.

Dimensionnement des blocs de chute :

$$h_1 = a_1 = e_1 = y_1 = 0,95 \text{ m}$$

Avec :

h_1 : La hauteur du bloc de chute,

a_1 : L'épaisseur du bloc de chute,

e_1 : L'espacement entre deux blocs de chutes successifs.

Le nombre des blocs de chute = $\frac{10}{0,95+0,95} = 6$ blocs

Dimensionnement du seuil denté :

$h_2 = 0,2 y_2 = 0,2 * 8,5 = 1,7$ m

$a_2 = 0,15 y_2 = 0,15 * 8,5 = 1,28 \approx 1,3$ m

$e_2 = 0,15 y_2 = 0,15 * 8,5 = 1,28 \approx 1,3$ m

Avec :

h_2 : La hauteur du seuil denté,

a_2 : L'épaisseur du seuil denté,

e_2 : L'espacement entre deux seuils dentés successifs.

Le nombre des seuils dentés = $\frac{10}{1,3+1,3} = 4$ seuils dentés

I-1-7.Canal de restitution :

Le canal de fuite de section trapézoïdale avec un talus 1/1, a pour rôle de conduire l'eau après sa dissipation au cours d'eau naturel.

La hauteur critique :

$h_{cr} = \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0,015 * \sigma_{cr}^2\right) * K \dots\dots\dots(III-16)$

Avec :

$\left\{ \begin{array}{l} K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g * b^2}} \dots\dots\dots(III-17) \end{array} \right.$

$\sigma = \frac{K * m}{b} \dots\dots\dots(III-18)$

Application numérique :

$\left\{ \begin{array}{l} K = \sqrt[3]{\frac{192,43^2}{9,81 * 10^2}} = 3,35 \end{array} \right.$

$\sigma = \frac{3,35 * 1}{10} = 0,34$

D'où :

$$h_{cr} = \left(1 - \frac{0,34}{3} + 0,015 * 0,34^2\right) * 3,35 = 2,98 \text{ m}$$

Pente critique :

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

Avec :

$$S_{cr} = m * h_{cr}^2 + b * h_c$$

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

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

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

Application numérique :

$$S_{cr} = 1 * 2,98^2 + 10 * 2,98 = 38,68 \text{ m}^2$$

$$P_{cr} = 10 + 2,98 * \sqrt{1 + 1^2} = 14,21 \text{ m}$$

$$R_{cr} = \frac{38,68}{14,21} = 2,72 \text{ m}$$

$$C_{cr} = \frac{1}{0,023} * 2,72^{1/6} = 51,37$$

$$D'où : I_{cr} = \frac{192,43^2}{38,68^2 * 51,37^2 * 2,72} = 0,0034 \text{ m/m}$$

La profondeur normale

La profondeur normale du canal est tirée directement des calculs par le CANALP, on a trouvé : $h_n = 2,8 \text{ m}$.

Vitesse dans le canal :

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{m * h_n^2 + b * h_n} = \frac{192,43}{1 * 2,8^2 + 10 * 2,8} = 5,36 \text{ m/s}$$

Remarque :

Le sol du canal est constitué par des blocs d'alluvions grossiers.

La vitesse admissible correspondante à ce type de sol est : $V_{adm} = (1,80 + 2,20) \text{ m/s}$.

Pour réduire la vitesse, on augmente la section d'écoulement ou on crée une perte de charge par des roches de dimensions entre 800 et 1000 mm.

I-2. Calcul de la hauteur des murs bajoyers

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

I-2-1. Hauteur du mur du canal d'approche

D'où la hauteur de mur est:

$$H_m = H + P + R_e \dots\dots\dots(III-19)$$

$$H_m = 1,7 + 3,8 + 1 = 6,5 \text{ m}$$

I-2-2. Chenal d'écoulement

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

Le niveau normale de la retenue : $NNR = 112,86 \text{ m}$.

Le niveau de la plus hautes eaux : $NPHE = 114,70 \text{ m}$.

Si on prend pour la revanche une valeur de $R = 2,0 \text{ m}$ on aura :

$$H = NPHE - NNR + R = 114,7 - 112,86 + 2,0 = 3,84 \text{ m}$$

On prend $h = 4 \text{ m}$

I-2-3. Le coursier

➤ Hauteur du mur au début du coursier:

$$h_m = h + r$$

Avec :

h : Le tirant d'eau

r : La revanche donnée par la formule suivante :

$$r = 0,61 + 0,14 V^{1/3} \dots\dots\dots(III-20)$$

V : est la vitesse d'écoulement au début du coursier.

$$V = \frac{Q}{S} = 5,74 \text{ m/s}$$

$$r = 0,61 + 0,14 * 5,74^{1/3} = 0,86 \approx 1,0 \text{ m}$$

$$h_m = 3,35 + 1,0 = 4,35 \text{ m}$$

➤ Hauteur du mur à la fin du coursier :

$$V = 21,62 \text{ m/s}$$

$$r = 0,61 + 0,14 * 21,62^{1/3} = 1,0 \text{ m}$$

$$h_m = 0,89 + 1,0 = 1,89 \text{ m} \approx 1,90 \text{ m}$$

I-2-4. Le bassin de dissipation

$$V = 21,62 \text{ m/s}$$

$$r = 0,61 + 0,14 * 21,62^{1/3} = 0,86 \text{ m} \approx 1 \text{ m}$$

$$h_m = 8,78 + 1,0 = 9,78 \text{ m}$$

I-3. Vérification de l'apparition des phénomènes hydraulique dans le coursier :

I-3-1. Vérification de l'apparition des vagues roulantes :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{b}{h} < (10 \div 12) \\ F_r^2 < 40 \end{array} \right.$$

Avec :

b : Largeur du coursier

h : Profondeur d'eau minimale dans le coursier

F : Nombre de Froude.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{10}{2,77} = 7,58 < 10 \\ F^2 = 5,10^2 = 26,01 < 40 \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc il n'existe pas un risque d'apparition des vagues roulantes.

II-Évacuateur à entonnement latéral

II-1. Dimensionnement et calcul hydraulique

L'évacuateur de crues de surface à entonnement latéral se constitue en général d'un déversoir latéral, un coursier et un bassin de dissipation. Pour le calcul hydraulique, on est besoins des données représentées sur la figure suivante.

$$F_r^2 = \frac{Q^2 \cdot B}{g \cdot S^3} = 1 \dots\dots\dots(\text{III-21})$$

21)

La section d'écoulement est rectangulaire.

Pour une section rectangulaire, on a :

$$S = y_c \cdot L_0 \dots\dots\dots(\text{III-22})$$

$$B = L_0 + 2y_c \dots\dots\dots(\text{III-23})$$

En remplaçant ces deux paramètres dans la formule (III-21), on aura :

$$\frac{(L_0 + 2y_c)Q^2}{g(y_c \cdot L_0)^3} = 1 \dots\dots\dots(\text{III-24})$$

24)

$$\frac{(20 + 2y_c)192,43^2}{9,81(20y_c)^3} = 1 \Rightarrow \text{La résolution de cette équation se fait par itération, les résultats}$$

trouvés sont représentés dans le tableau suivant.

Tableau (IV.7) : Calcul de la profondeur critique

Y_c	$\frac{(20 + 2y_c)192,43^2}{9,81(20y_c)^3}$
1,00	10,38
1,50	3,21
2,00	1,42
2,20	1,08
2,5	0,75

D'où : $Y_A = 2,20\text{m}$



point A

Calcul la charge spécifique au

$$H_{S,C} = y_c + \frac{V_c^2}{2g} \dots\dots\dots(\text{III-25})$$

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

$$H_{S,C} = 2,2 + \frac{192,43^2}{19,62(2,2 \cdot 20)^2} = 3,17 \text{ m}$$

Calcul les paramètres y'_c et L'_c :

$$y'_c = \frac{2}{3} H_{S,C} = \frac{2}{3} * 3,17 = 2,12 \text{ m}$$

$$L'_c = \frac{0,59 Q}{H_{S,C}^{3/2}} = \frac{0,59 * 192,43}{3,17^{3/2}} = 20,12 \text{ m}$$

Calcul de U :

$$U = \frac{m * y'_c}{L'_c} = \frac{0 * 2,12}{20,12} = 0 \quad (\text{Section rectangulaire})$$

Calcul de Z_a :

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

Avec :

PE : La cote du plan d'eau.

C_A : La cote du point A.

$$PE - C_A = NNR + \frac{2}{3} h - C_A = 113 + \frac{2}{3} * 1,7 - 110 = 4,13 \text{ m}$$

On prend : $Z_a = 4,0 \text{ m}$ (raison de sécurité).

Calcul de ΔZ :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{Z_a}{y'_c} = \frac{4}{2,12} = 1,89 \\ U = 0. \end{array} \right\} \begin{array}{l} \square \text{ \AA partir de l'abaque (annexe IV.3) on tire le rapport: } \frac{\Delta Z}{y'_c} = 0,42 \\ \square \Delta Z = 0,42 * 2,12 = 0,89 \text{ m} \end{array}$$

➤ Calcul du tirant d'eau au point B

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

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

$$H_s(B) = 0,8 [H_s(A) + Z_A - Z_B] \dots\dots\dots (III-26)$$

$$H_s(B) = 0,8 [3,17 + 108 - 72,25] = 32,74 \text{ m}$$

$$H_s(B) = 32,94 \text{ m} \xrightarrow{\text{Abaque (annexe VI.1)}} y_B = 0,40 \text{ m}$$

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

$$V_B = \frac{Q}{S_B} = \frac{Q}{y_B * L_c} = \frac{192,43}{0,40 * 20} = 21,4 \text{ m/s}$$

$$F = \frac{V}{\sqrt{g \cdot h_2}} = \frac{21,4}{\sqrt{9,81 \cdot 0,40}} = 10,18$$

➤ **Choix du bassin de dissipation**

On a :

$$\left. \begin{array}{l} F = 10,18 > 4,5 \\ V = 21,4 \text{ m/s} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{D'après les tests réalisés par } \textit{The Bureau of} \\ \text{Réclamation (USBR) on choisi un bassin de type III.} \end{array}$$

$$\frac{Y_2}{Y_1} = \frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8F_f^2} - 1) \dots \dots \dots \text{(III-27)}$$

$$\frac{Y_2}{Y_1} = 13,9 \Rightarrow Y_2 = Y_1 \cdot 13,9 = 0,40 \cdot 13,9 = 5,56 \text{ m}$$

$$\frac{L}{Y_2} = 4,3 \quad \text{D'où :} \quad L = 5,56 \cdot 4,3 = 23,9 \text{ m}$$

On prend $L_{\text{Bassin}} = 24 \text{ m}$

Avec :

Y_1 : Tirant d'eau avant le ressaut.

Y_2 : Tirant d'eau après le ressaut.

L : Longueur du ressaut.

Dimensionnement des blocs de chute :

$$h_1 = a_1 = e_1 = y_1 = 0,40 \text{ m}$$

Avec :

h_1 : La hauteur du bloc de chute,

a_1 : L'épaisseur du bloc de chute,

e_1 : L'espacement entre deux blocs de chutes successifs.

$$\text{Le nombre des blocs de chute} = \frac{20}{0,40+0,40} = 25 \text{ blocs}$$

- Dimensionnement du seuil denté :

$$h_2 = 0,2 y_2 = 0,2 \cdot 5,56 = 1,11 \text{ m}$$

$$a_2 = 0,15 y_2 = 0,15 \cdot 5,56 \approx 1 \text{ m}$$

$$e_2 = 0,15 y_2 = 0,15 \cdot 5,56 \approx 1 \text{ m}$$

Avec :

h_2 : La hauteur du seuil denté,

a_2 : L'épaisseur du seuil denté,

e_2 : L'espacement entre deux seuils dentés successifs.

Le nombre des seuils dentés = $\frac{20}{1+1} = 10$ seuils dentés

➤ Canal de restitution

Les dimensions et les paramètres hydrauliques du canal de restitution pour l'évacuateur de surface à entonnement latéral sont les même que celle à entonnement frontal calculé auparavant. On a trouvés les résultats représentées dans le tableau suivant.

Tableau (IV.8) : Paramètres géométrique et hydraulique du canal de restitution.

La hauteur critique	2,98 m
La Pente critique	0,0034 m/m
La profondeur normale	2,8 m
Vitesse dans le canal	5,36m/s

II-2.Calcul de la hauteur des murs bajoyers :

II-2-1.Chenal d'écoulement :

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

Le niveau normal de la retenue : $NNR = 112,86$ m .

Le niveau de la plus hautes eaux : $NPHE = 114,7$ m .

Si on prend pour la revanche une valeur de $R = 2,0$ m on aura :

$$H = NPHE - NNR + R = 114,7 - 112,86 + 2,0 = 4,84 \text{ m}$$

On prend la hauteur du mur bajoyer pour le chenal d'écoulement 4,0 m

II-2-2.Le coursier :

Hauteur du mur au début du coursier h_m :

$$h_m = h + r$$

Avec :

h : Le tirant d'eau

r : La revanche donnée par la formule suivante :

$$r = 0,61 + 0,14 V^{1/3} \dots\dots\dots(III-28)$$

V : est la vitesse d'écoulement au début du coursier.

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{192,43}{20 \times 2,2} = 4,37 \text{ m/s}$$

$$r = 0,61 + 0,14 \times 4,37^{1/3} = 0,84 \text{ m}$$

$$h_m = 2,20 + 1,0 = 3,20 \text{ m}$$

Hauteur du mur à la fin du coursier :

$$V = \frac{192,43}{20 \times 0,45} = 21,38 \text{ m/s}$$

$$r = 0,61 + 0,14 \times 21,38^{1/3} = 1,0 \text{ m}$$

$$h_m = 0,45 + 1,0 = 1,45 \text{ m}$$

On prend $h_m=1,5\text{m}$

II-2-3.Le bassin de dissipation :

$$V = 21,38\text{m/s}$$

$$r = 0,61 + 0,14 \times 21,4^{1/3} = 1 \text{ m}$$

$$h_m = 5,56 + 1,0 = 6,56 \text{ m} .$$

On prend une hauteur de 6,60 m

II-3.Vérification de l'apparition des phénomènes hydraulique dans le coursier :

II-3-1.Vérification de l'apparition des vagues roulantes :

Les conditions d'absence de vagues roulantes sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{b}{h} < (10 \div 12) \\ F_r^2 < 40 \end{array} \right.$$

Avec :

b : largeur du coursier,

h : profondeur d'eau minimale dans le coursier

F : nombre de Froude.

$$\begin{cases} \frac{20}{2,2} = 9,09 \\ F_r^2 = 10,18^2 = 103,63 \end{cases}$$

Remarque : la deuxième condition n'est pas vérifiée donc on doit augmenter la rugosité du coursier

II. Choix de la variante la plus favorable

Le choix de la variante la plus favorable est basée sur plusieurs critères : le rendement de l'ouvrage, la stabilité, la difficulté et les exigences de réalisation et d'entretien, le cout et la durée de réalisation.

Les deux variantes calculées sont installées sur la rive gauche de la digue du col, c'est-à-dire qu'ont les même conditions topographique et géologique.

L'évacuateur latéral à entonnement latéral est facile à réaliser, peu volumineux, il donne un bon rendement mais il y a un risque de saturation si le débit évacué dépasse un peu le débit de dimensionnement.

Par contre, l'évacuateur latéral à entonnement frontal est un ouvrage très sur, facile à réaliser sur un barrage en béton, et facile à l'entretien mais il est difficile à réaliser sur un barrage en terre et difficile aussi à modifier.

Le tableau suivant représente une présentation des résultats trouvés par le calcul hydraulique

Tableau (IV.09) : Présentation des résultats de calcul hydraulique.

Les différentes dimensions		L'évacuateur latéral à entonnement frontal	L'évacuateur latéral à entonnement latéral
Déversoir			
	Largeur du seuil déversant	50 m	40 m
	Charge déversant	1,46 m	1,7 m
Chenal d'écoulement			
	Largeur	50 m	Varie de 10 à 20 m
	Longueur	40 m	40 m
Longueur du convergent		100 m	-

Coursier			
	Largeur	10 m	20 m
	Longueur	292 m	432 m
Bassin de dissipation			
	Type du bassin	Bassin à ressaut type III	Bassin à ressaut type I
	Longueur	35 m	24 m
	Largeur	10 m	20 m
Murs bajoyers			
	Chenal d'écoulement	4 m	4 m
	Convergent	Varie de 5 à 4,35 m	-
	Coursier	3,35 m début du coursier	3,2 m début du coursier
		1,9 m fin du coursier	1,5m fin du coursier
	Bassin de dissipation	35 m	24 m

Conclusion :

Suite à l'étude comparative faite entre les deux variantes, nous pouvons dire que ces dernières sont réalisables Néanmoins, la deuxième variante présente un volume d'excavation très important.

Le choix de la variante est basé sur les dimensions trouvées. A l'aide de la comparaison faite entre les deux variantes ; représentée sur le tableau (III.09), nous constatons que la variante évacuateur latéral à entonnement frontal est la plus favorable.

Chapitre V

Calcul de génie civil

Introduction :

Dans le présent chapitre, nous allons calculer les armatures nécessaires pour l'évacuateur de crues afin qu'il résiste aux différents charges exercées : la poussée des terres, la poussée hydrodynamique de l'eau,

Les poids propre de la structure,...etc. L'évacuateur de crues sera construit en béton armé.

V.1. Etude de stabilité :

Cette étude a pour but de vérifier la stabilité de l'ouvrage au :

- Stabilité au renversement
- Stabilité au poinçonnement
- Stabilité au glissement

V.1.1. Stabilité du déversoir :

L'étude de stabilité consiste à déterminer les forces qui surgissent autour du déversoir.

V.1.1.1 étude d'infiltration

Nous allons faire une étude d'infiltration qui nous aide à dimensionner le contour souterrain et de déterminé les sous pressions qui agissent sous le radier
méthode de BLIGH : Cette méthode consiste à déployer le contour souterrain en un contour linéaire .

Dimensionnement : ($H = 3,8$ m)

avant radier : longueur = $(0 \div 2) H$; $L = 5$ m

épaisseur: $t_{r1} = 0,5$ m

$t_{r2} = 0,5 + 0,05 * H = 0,7$ m

radier : longueur = $(1,25 \div 2,5) H = 7$ m

épaisseur : $t_{r1} = (0,25 \div 0,3) H = 1$ m

$t_{r2} = (0,13 \div 0,15) H = 0,5$ m

Pour ne pas avoir des déformations d'infiltration on doit vérifier l'inégalité de BLIGH : $L_R > L_{CD}$

Avec : L_R : longueur réel du radier = 13,6 m

L_{CD} : Longueur du contour déployer = $C * H$

C : proportionnalité dépend du type du sol = 3

Donc : $L_R = 13,6$ m $>$ $L_{CD} = 11,4$ m

la sous pression $h_x = H * (l_x / L_R)$ (IV-1)

h_x : sous pression au point considéré.

l_x : distance du point considéré par rapport à l'extrémité de l'avant radier.

$$h_x = 3,5 * (l_x / 13,6)$$

V.1.1.2. détermination des forces qui surgissent autour du déversoir

Sur le déversoir agissent les forces suivantes :

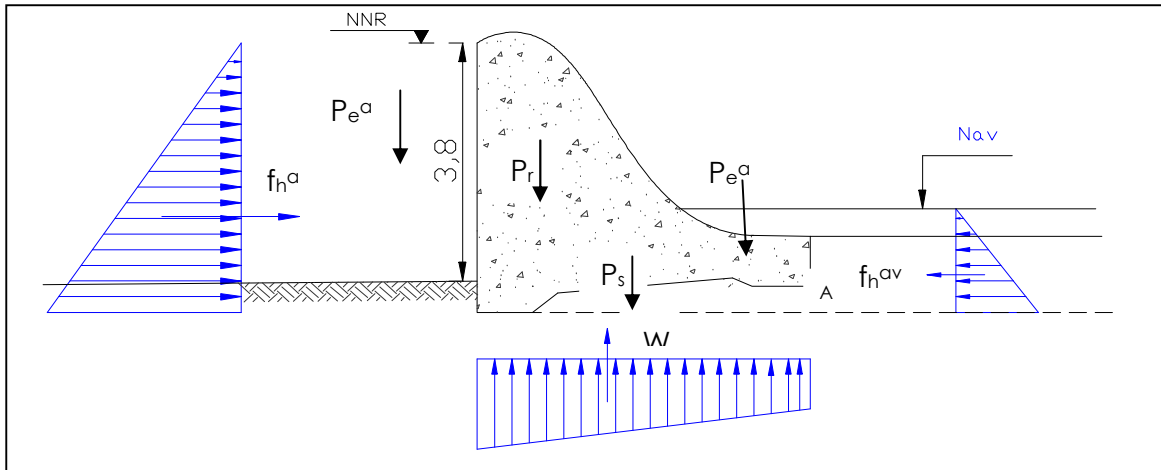


Figure V .1 : présentation des forces qui agissent sur le déversoir

a / Poids du rideau

$$P_r = \gamma_b \cdot S_r \cdot l_s \text{(IV-2)}$$

Avec :

γ_b : Poids volumique du béton : $\gamma_b = 2,4 \text{ T/m}^3$

S_r : Section du rideau $S_r = 12,52 \text{ m}^2$

$l_s = 1\text{m}$.

Donc : **$P_r = 30,05 \text{ Tf}$** .

b / Poids la semelle

$$P_s = \gamma_b \cdot S_s \cdot l_s \text{(IV-3)}$$

Avec : γ_b : Poids volumique du béton : $\gamma_b = 2,4 \text{ T/m}^3$

S_s : Section de la semelle $S_s = 3,86 \text{ m}^2$

$l_s = 1\text{m}$.

Donc : **$P_s = 9,26 \text{ Tf}$** .

C / poids de l'eau aval

$$P_e^{av} = \gamma_w * S_e^{av} * I_s \dots \dots \dots (IV-4)$$

Avec : γ_w : Poids volumique de l'eau : $\gamma_w = 1 \text{ T/m}^3$

S_s : Section de la colonne d'eau aval : $S_s^{av} = 13,68 \text{ m}^2$

$l_s = 1 \text{ m}$.

Donc : $P_e^{av} = 13,68 \text{ Tf}$.

d / Force hydrostatique amont

$$F_h^{am} = \frac{1}{2} \gamma_w h_{am}^2 I_s \dots \dots \dots (IV-5)$$

Avec : h_{am} : hauteur d'eau à l'amont : $h_{am} = 5,26 \text{ m}$

$l_s = 1 \text{ m}$.

Donc : $F_h^{am} = 13,83 \text{ Tf}$.

e / Force hydrostatique aval

$$F_h^{av} = \frac{1}{2} \gamma_w h_{av}^2 I_s \dots \dots \dots (IV-6)$$

Avec : h_{av} : hauteur d'eau à l'aval : $h_{av} = 1,15 \text{ m}$

$l_s = 1 \text{ m}$.

Donc : $F_h^{av} = 0,66 \text{ Tf}$.

f / Force des sous pressions

$$W = \gamma_w * S * I_s \dots \dots \dots (IV-7)$$

Avec: $S = l_{rad} * (h_2 + h_6) / 2$

$h_2 = 3,8 * (l_2 / 13,6) = 3,8 * (1,15 / 13,6) = 0,32 \text{ m}$

$h_6 = 3,5 * (l_6 / 13,6) = 3,8 * (5,26 / 13,6) = 1,47 \text{ m}$

$W = 6,27 \text{ Tf}$

V.1.1.3. stabilité au renversement

Pour qu'il ait stabilité au renversement de mur de soutènement, il faut que la relation suivante soit vérifiée:

$$\frac{\sum M_s}{\sum M_r} \geq 1,5 \dots \dots \dots (IV-8)$$

Avec : M_s = les Moments des forces stabilisatrices par rapport au point A

$$= P_r * A + P_s * B + P_e^{av} * C + F_h^{av} * D$$

$$M_s = 30,05 * 6 + 9,26 * 4,31 + 13,68 * 2,49 + 0,66 * 0,38 = 254,52 \text{ Tf.m}$$

M_r = les Moments des forces des stabilisatrices par rapport au point A

$$M_r = F_h^{am} * E + W * F$$

$$M_r = 13,83 * 2,01 + 6,26 * 3,3 = 48,46 \text{ Tf.m}$$

$$\frac{\sum M_s}{\sum M_r} = 5,25 \geq 1,5$$

La condition de stabilisé du déversoir est vérifiée

V.1.1.4. Stabilité au glissement

Pour qu'il y ait pas de glissement, il faut que :

$$\frac{\sum F_h}{\sum F_v} \leq f \dots\dots\dots (IV-9)$$

Avec $f=0,8$

$$F_h = F_h^{am} - F_h^{av} = 13,83 - 0,66 = 13,17 \text{ Tf}$$

$$F_h = 13,17 \text{ Tf}$$

$$F_v = P_r + P_s + P_e^{av} - W = 30,05 + 9,26 + 13,68 - 6,27 = 46,72 \text{ Tf}$$

$$\frac{\sum F_h}{\sum F_v} = 0,28 \leq f = 0,8$$

Donc du point de vue glissement le déversoir est stable.

V.1.2. Stabilité des murs bajoyers

Les murs bajoyers travaillent comme des murs de soutènement, ils s'opposant à la poussée des terres et la pression interstitielle.

a) Les forces verticales

- Poids du rideau : $P_r = \gamma_b * V_r$

Avec : V_r : Volume du rideau pour 1 m

- Poids de la semelle : $P_s = \gamma_b * V_s$

Avec : V_s : volume de la semelle pour 1 m

- Poids des surcharges : $P_{sr} = \gamma_s * S_r * l_s$;

Avec : S_r : surcharge ; $S_r = 1 \text{ t/m}^2$

γ_s : Poids volumique du sol $\gamma_s = 1,25 \text{ T/m}^3$

- Poids des terres sur la semelle: $P_t = \gamma_s * V_t$

Avec: V_t : Volume des terres sur la semelle pour 1m

b) Les forces horizontales

- Poussée des terres : $F_t = A_p \cdot \gamma_s \cdot H^2/2 \cdot l_s$

$$\text{Avec: } A_p = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) ; \varphi = 40^\circ$$

H : hauteur des terres .

- Poussée des surcharges: $F_{sr} = A_p \cdot S_r \cdot H$

$$\text{Avec : } S_r = 1 \text{ t/m}^2$$

V.1.2.1 Stabilité au renversement :

Nous allons vérifier la stabilité du mur au niveau de la Section la plus haute (zone défavorable) ou la poussée des terres est maximale. Au rideau de notre coursier, il y a des sections ou le niveau des terres atteindra la hauteur du mur après le remblaiement, on prendra la section la plus haute et si cette dernière est stable au renversement, toutes les autres le sont car le niveau des terres dévient inférieur à celle des murs le long du coursier.

Nous allons faire le calcul pour le cas le plus défavorable, c'est à dire canal vide.

Pour que le mur soit stable au renversement, il faut que la condition suivante soit vérifiée.

$$\frac{M_s}{M_r} > 2 \dots\dots\dots(\text{IV-10})$$

Avec : M_s : Moment des force stabilisatrices par rapport au point O

M_r : Moment des forces déstabilisatrices par rapport au point O

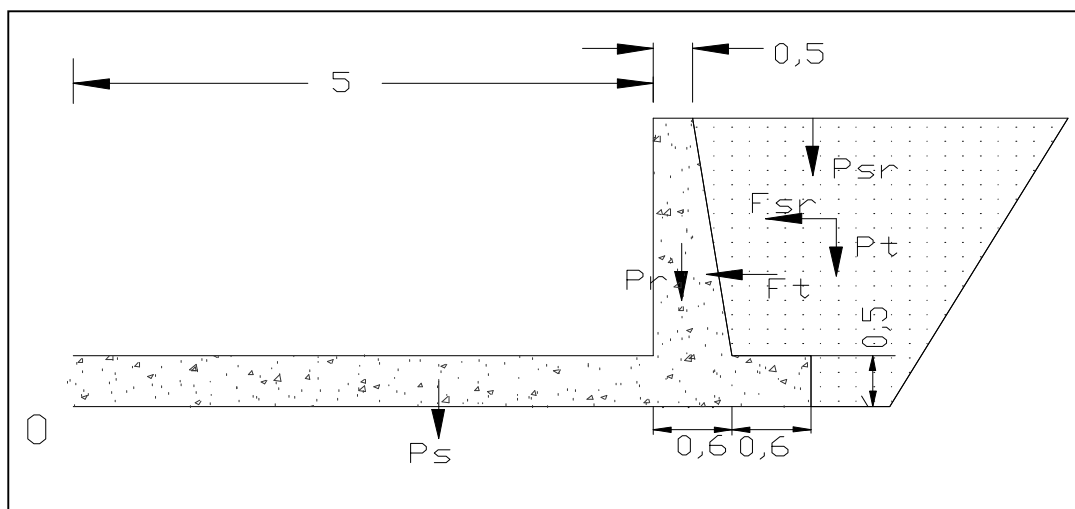


Figure V .2: schéma de calcul

Donc : $P_r = 2.88 \text{ t}$; $P_s = 8.28 \text{ t}$; $P_{sr} = 1,25 \text{ t}$; $P_t = 8 \text{ t}$; $F_t = 2,2 \text{ t}$; $F_{sr} = 0,88 \text{ t}$

$$M_s = P_r \cdot A + P_s \cdot B + P_{sr} \cdot C + P_t \cdot D$$

$$M_s = P_r * 5,33 + P_s * 3,17 + P_{sr} * 5,84 + P_t * 5,84$$

$$M_s = 95,61 \text{ t.m}$$

$$M_r = F_t \cdot D + F_{sr} \cdot E = F_t \cdot 1,83 + F_{sr} \cdot 2,5$$

$$M_r = 8,15 \text{ t.m}$$

$M_s / M_r = 11,73$ donc le mur est stable au renversement.

V.1.2.2 Stabilité au glissement :

Pour que le mur soit stable au glissement, il faut que la condition

$$\frac{F_H}{F_V} < f = 0,8 \dots\dots\dots (IV-11)$$

Avec : F_H : Force favorisant le glissement

F_V : Force empêchant le glissement

Dans notre cas, on a :

$$F_H = F_t + F_{sr} = 2,2 + 0,88 = 3,08 \text{ t}$$

$$F_H = 3,08 \text{ t}$$

$$F_V = P_r + P_s + P_{sr} + P_t = 2,88 + 8,28 + 1,25 + 8$$

$$F_V = 20,41 \text{ t}$$

$$\frac{F_H}{F_V} = 0,15 < f = 0,8 \quad \text{Donc le mur est stable au glissement.}$$

V.2. Etude du ferrailage :

V.2.1 Ferrailage du rideau :

Le rideau est calculé comme une console encastrée dans la semelle, sur lequel s'exercent deux poussées, celles des terres et celles des surcharges.

V.2.1.1 Le moment d'encastrement à la base du rideau :

$$M_{eh} = 1,35M_{eh}^{Ft} + 1,5M_{eh}^{Fst} \dots\dots\dots (IV-12)$$

Avec : M_{ch}^{Ft} : Moment par rapport au point de renversement de la force des poussées des terres.

$$M_{ch}^{Ft} = F_{th} * 1,83 = 4,03 \text{ t.m}$$

M_{ch}^{Fst} : Moment de la surcharge par rapport au point de renversement.

$$M_{ch}^{Fst} = F_{srh} * 2,5 = 2,2 \text{ t.m}$$

$$M_{eh} = 10,67 \text{ t.m}$$

V.2.1.2 Le moment d'encastrement à $\frac{h}{2}$ du rideau :

$$M_{eh/2} = 1,35M_{eh/2}^{Ft} + 1,5M_{eh/2}^{Fst}$$

$$M_{eh}^{Ft} = F_{th/2} * 0,66 = 0,55 * 0,66 = 0,36 \text{ t.m}$$

$$M_{eh/2}^{Fst} = F_{srh/2} * 1,125 = 0,44 * 1,125 = 0,495 \text{ t.m}$$

$$M_{eh/2} = 1,15 \text{ t.m}$$

On Remarque que : $M_{eh/2} \ll M_{eh}$

V.2.1.3 calcul des aciers :

On a : $\mu = \frac{M_e}{\sigma_{bc} * b * d^2}$ (IV-13)

Avec : σ_{bc} : Contrainte admissible de a compression du béton.

b : Longueur de la tranche

d : Largeur du mur diminue de l'enrobage

c : l'enrobage = 3 cm

d = 37 cm

$$\sigma_{bc} = 0,85 F_{cj} / \gamma_s$$

Avec : F_{cj} : La résistance du béton a la rupture par la compression. Elle varie avec le dosage en ciment, l'âge du béton, la quantité d'eau de gâchage et la granulométrie.

En pratique, on prend $F_{cj} = F_{c28}$: la résistance a la compression en 28 jours.

γ_s : Coefficient de sécurité pour le béton. $\gamma_s = 1,15$ (cas permanent) Pour un dosage en ciment de 375 Kg/Cm³ ou a $F_{c28} = 25$ MPa.

Donc : $\sigma_{bc} = 14,2$ MPa

Ce qui donne : $\mu = 0,055$

On remarque que $\mu < 0,186$: selon l'annexe IV-4 on a dans le domaine N°1 dans le domaine N°1 on a :

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} ; \quad \alpha = 0,071 < 0,259$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha ; \quad \beta = 0,972$$

σ_s = la limite d'élasticité garantie $f_{su} = f_e / \gamma_s$

Avec : f_e : contrainte de rupture ou limite élastique des aciers tores = 4000 bar

$$\sigma_s = 4000 / 1,15 ; \quad \sigma_s = 3478,26 \text{ bar}$$

La section d'acier :

$$A = M_e / (\sigma_s \cdot \beta \cdot d); A = 8,53 \text{ cm}^2$$

On prendra 5 barres de diamètre 16 mm : 5T16 e = 20cm

V.2.2 Ferrailage de la semelle :

La semelle est soumise, dans le cas le plus défavorable aux charges dues au poids du rideau, des réactions des sols, poids de la semelle et poids des terres et des surcharges.

V.2.2.1 Contraintes σ dues aux forces verticales (sans P_s)

$$\sigma = \frac{1,35(P_t + P_r) + 1,5(P_{sr})}{100B'} = \frac{1,35(8 + 2,88) + 1,5(1,25)}{100 \times 1,9}$$

$$\sigma = 0,8717 \text{ kg/cm}^2$$

V.2.2.2 Contraintes σ_{se} dues aux poids de la semelle :

$$\sigma_s = \frac{1,35(P_s)}{100B} = \frac{1,35(8,28)}{100 \times 6,9}$$

$$\sigma_s = 0,162 \text{ kg/cm}^2$$

V.2.2.3 Contraintes de réaction du sol :

$$\sigma_{1,2} = \frac{1,35(P_t + P_r + P_s) + 1,5(p_{sr})}{100 \cdot B} \pm \frac{6 M_G'}{100B^2}$$

Avec : M_G' : moment /G' des forces verticales + moment /G' des forces horizontales
(Avec l'application de coefficient de sécurité)

$$\text{Donc : } M_G' = 1,35 (8 \times 2,7 + 2,88 \times 1,79 - 2,2 \times 1,25 - 0,88 \times 2) + 1,5 (1,25 \times 2,7)$$

$$M_G' = 35,09 \text{ t.m}$$

$$\text{Ce qui donne : } \sigma_{1,2} = 0,402 \pm 0,442$$

$$\sigma_1 = 0,844 \text{ bar et } \sigma_2 = -0,04 \text{ bar}$$

V.2.2.4 Détermination des réactions du sol σ_c et σ_d

Les réactions de sol sont déterminées graphiquement :

$$\sigma_c = 0,2034 \text{ bar et } \sigma_d = 0,1522 \text{ bar}$$

V.2.2.5 étude de la partie CA :

Cette partie est considérée comme une console encastree au point C. Le moment d'encastrement :

$$M_c = F_b \cdot (500 - b/3) - F_a \cdot a/3$$

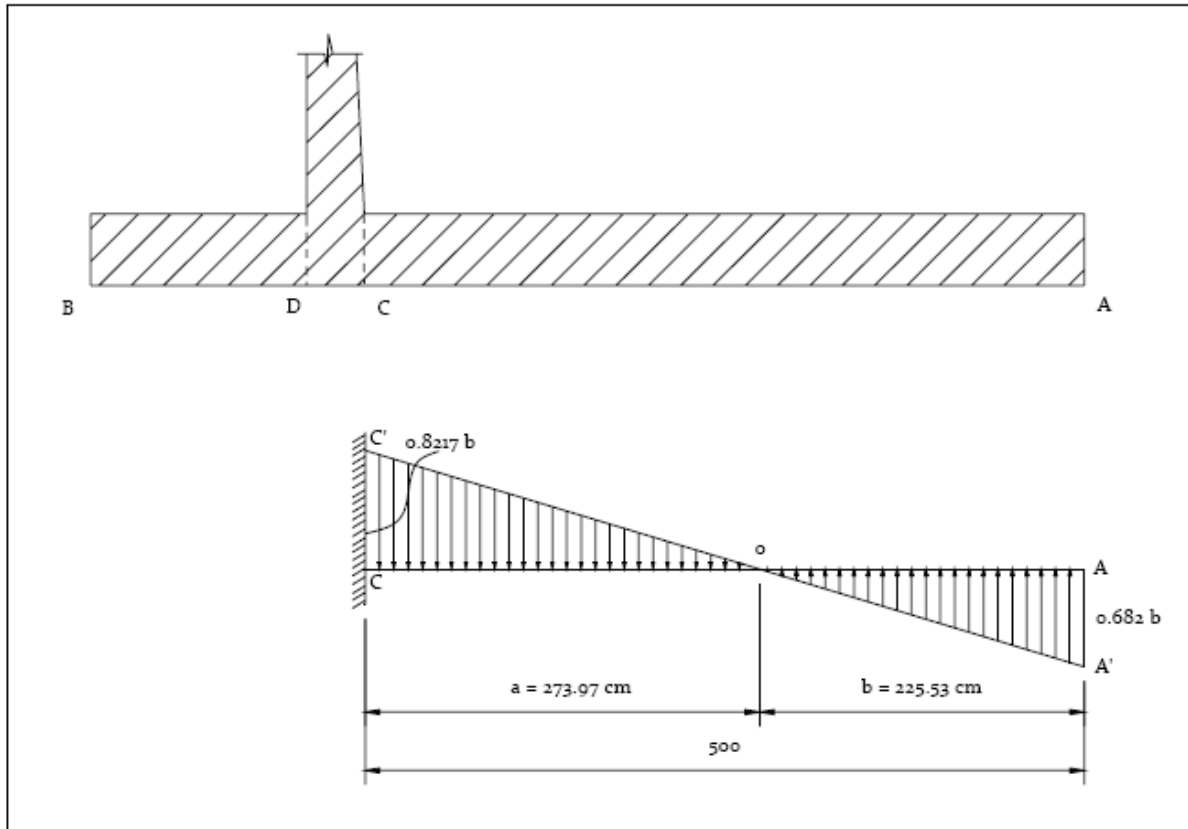


Figure V.3 : diagramme de contrainte de la partie CA

Calcul de a et b :

$a = 273,97 \text{ cm}$ et $b = 225,35 \text{ cm}$ (graphiquement)

Dans la partie OC :

La force résultante est : $F_a = \text{aire du triangle OCC}' = 11256,06 \text{ kg}$

Dans la partie OA:

La force résultante est : $F_b = \text{aire du triangle OAA}' = 7690,57 \text{ kg}$

Donc Le moment d'encastrement égal a :

$$M_c = F_b \cdot (500 - b/3) - F_a \cdot a/3 = 2239654,1 \text{ kg.cm}$$

$$M_c = 22,397 \text{ t.m}$$

On a $M_c > 0$ donc le moment de la console est celui de F_b

Calcul des aciers de la partie CA :

$$\mu = \frac{M_e}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2}$$

Avec : σ_{bc} : Contrainte admissible de a compression du béton. = 142 b

b : Longueur de la tranche = 1m

d : Largeur du mur diminue de l'enrobage = 47 cm

c : l'enrobage = 3 cm

Ce qui donne : $\mu = 0,0714 < 0,186$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} ; \quad \alpha = 0,0927 < 0,259$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha ; \quad \beta = 0,963$$

la section d'acier :

$$A = \max (A_{\min} , A_{\text{calculé}})$$

$$A_{\min} = 0,5 \cdot b \cdot d / 100 ; A_{\min} = 23,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{calculé}} = Me / (\sigma_s \cdot \beta \cdot d) ; A_{\text{calculé}} = 14,23 \text{ cm}^2$$

$$A = 23,5 \text{ cm}^2$$

On prendra 8 barres de diamètre 20 mm

8T20

e = 12,5cm

V.2.2.6 étude de la partie BD :

Cette partie est considérée comme une console encastree au point C. Le moment d'encastrement (Figure VIII.5):

$$M_D = F_R \cdot g$$

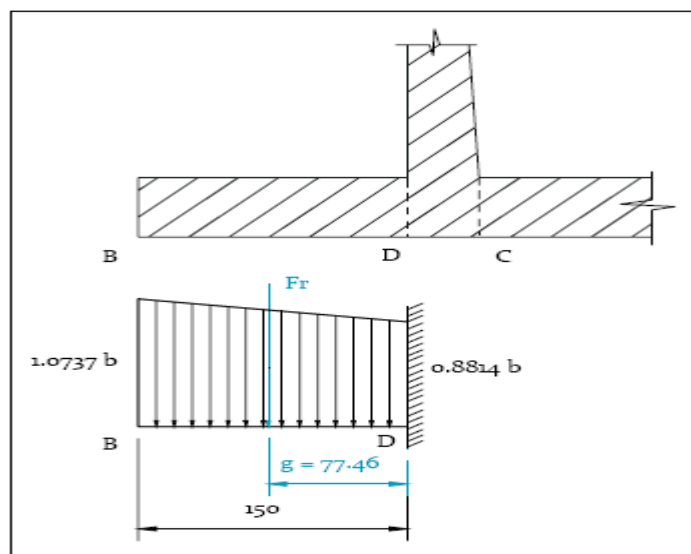


Figure V.4 : diagramme de contrainte de la partie BD

Avec : Fr : aire du diagramme des pressions = 14663,25 kg

$$g = 77,46 \text{ cm}$$

Donc : $M_D = 11,358 \text{ t.m}$

V.2.2.7 Calcul des aciers de la partie BD :

$$\mu = \frac{M_e}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2}$$

Avec : σ_{bc} : Contrainte admissible de a compression du béton. = 142 b

b : Longueur de la tranche = 1m

d : Largeur du mur diminue de l'enrobage = 47 cm

c : l'enrobage = 3 cm

Ce qui donne : $\mu = 0,0362 < 0,186$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} ; \quad \alpha = 0,0461 < 0,259$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha ; \quad \beta = 0,982$$

la section d'acier :

$$A = \max (A_{\min} , A_{\text{cal}})$$

$$A_{\min} = 0,5 \cdot b \cdot d / 100 ; A_{\min} = 23,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{cal}} = M_e / (\sigma_s \cdot \beta \cdot d) ; A_{\text{cal}} = 7,08 \text{ cm}^2$$

$$A = 23,5 \text{ cm}^2$$

On prendra 8 barres de diamètre 20 mm

8T20

e = 12,5cm

Remarque :

La réalisation de coursier se fait par bloc de 10 m pour les murs bajoyers le radier lies entre aux par des joints.

CONCLUSION

On peut résumer le ferrailage utilisé pour l'évacuateur de crues dans le tableau suivant :

	Diamètre (mm)	nombre	Longueur (m)	Poids (Kg)
Rideau	16	1900	5,1	15300,51
	08	40	292	3002
semelle	20	1520	123	47603,664
	16	62	292	18600,62
	20	3040	3,2	23989,248
	16	28	292	8400,28

Chapitre VI

Avant-Mètre Et Devis Estimatif

Devis estimatif

Le devis estimatif est déterminé en fonction de la quantité des travaux et, des matériaux utilisés pour la réalisation du projet, notre, étude concernant L'établissement du devis se basera essentiellement sur les prix actualisés adopter pour différentes quantité de ferrailage, de coffrage, de bétonnage.

Le détail estimatif du barrage est basé sur les prix unitaires pour la construction des barrages RAMDAN DJAMEL (W .SKIKDA) et ZAOIA (W.TIZI OUZOU)

Tableau VI-1 : Devis estimatif

	Description	Unité	DA	Quantité	DA
1	Excavations				
	a) Tout matériaux	m ³	360	117 562	42 322 320
	b) Supplément pour les roches	m ³	270	9 580	2 586 600
2	Forages et injections				
	a)Injection de l'écran	m	4400	5000	22 000 000
	b) Injection de consolidation	m	4400	1 830	8 052 000
3	Digue				
	a) Noyau	m ³	265	98 785	26 178 025
	b) Remblai tout-venant	m ³	240	245 213	58 851 120
	c) Filtres	m ³	600	10300	10 300 000
	d) Pied en enrochement	m ³	500	350	175000
	e) Rip-rap	m ³	800	14070	11 256 000
4	Évacuateur de crue				
	a) Béton armée	m ³	32 000	13 373	80 238 000
	b) Béton de masse	m ³	800	470	376 000
	c) Coffrage	m1	1 800	10 590	19 062 000
	d) Ferrailage	t	85 000	1 070	90 950 000
	e) Rip-rap	m ³	800	4 600	3 680 000
	SOUS-TOTAL A				376 027 065
5	Installation de chantier (% du sous-total A)	%	20		7 520 541
	SOUS-TOTAL B				383 547 606
6	TVA (% du sous-total D)	%	17		6 520 309
COÛT TOTAL DU PROJET (en DA)					773 615 521

Le prix d'évaluation global du barrage est 774 millions de DA pour. L'avant-métré est donné en Tableau 6-1.

Chapitre VII

Organisation de Chantier

Introduction :

La réalisation du barrage nécessite des moyens matériels qui seront consacrés à l'exécution de l'ouvrage et à connaître les engins mécaniques modernes et rentables destinés à excaver, transporter et bétonner. Le délai de construction de l'aménagement hydraulique peut être respecté en fonction des moyens de l'entreprise.

- Travaux de préparation:
 - installation du chantier
 - mise en place des pistes et accès au site
- Réalisation de l'évacuateur de crue :
 - on réalise l'évacuateur de crue et prise d'eau en parallèle
- Etape de réalisations
 - excavation de la fouille de l'évacuateur le long de trace à l'aide d'une pelle.
 - aménagement du fond du canal
 - aménagement des filtres et des drains
 - ferrailage, coffrage, bétonnage
 - excavation de la fosse d'affouillement.
 - protection en enrochement à la sortie de l'ouvrage.

VII-1. Travaux de réalisation :

VII-1-1. 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.

VII-1-2. 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 suivant les étapes suivantes :

- ✓ Décapage de la terre végétale sur l'assise de la digue et la zone d'emprunt, qui sera transporté vers une décharge dans une zone stable sans influence sur le déroulement et le régime des travaux.

VII-1-3. 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 au alentour du barrage.

Tous les travaux peuvent être exécutés à partir de l'automne de la première année de construction et au cours de la deuxième année sauf pendant la période humide.

VII-2. Les moyens de chantier :

En ce qui concerne les moyens en personnel, l'entreprise devra indiquer nommément la personne physique responsable du chantier et son intérimaire 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 nécessite l'utilisation de nombreux engins mécaniques destiné à scarifier, excaver, transporter, niveler et compacté les matériaux.

On peut distinguer le matériel de compactage, la fonction les caractéristiques principales et le rendement des différents engins de terrassement et de compactage susceptible d'être utilisés lors de la réalisation du petit 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.

B - Les engins de terrassement :

Le matériel général de terrassement comprend les engins traditionnels mis en œuvre pour la constitution des fouilles d'assise du barrage, l'extraction et / ou le transport des matériaux et la réalisation des finitions (remblai- enrochement ...).

- ✓ Le bulldozer.
- ✓ Pelle mécanique.
- ✓ Chargeur à pneu ou à chenilles.
- ✓ Décapeuse.
- ✓ Les niveleuses et les camions.

Le compactage des remblais est une phase très important parce que cette opération est liée d'une façon directe à l'étanchéité de l'ouvrage. On fait appel aux engins suivants:

- ✓ Les compacteurs à pneus : Ils conviennent pour le compactage de tout type de sol.
- ✓ Les compacteurs à rouleaux vibrant : Ils sont utilisés pour le compactage des matériaux à angle de frottement élevé, tels les enrochements ou les sables à granulométrie serrée.

Les compacteurs à pied dameurs (à pied de mouton) : Ils conviennent pour le compactage des sols fins.

C - Le matériel de bétonnage :

On utilise le plus souvent des bétonnières pour la fabrication du béton nécessaire pour la construction des ouvrages en béton (évacuateur).

D - Le matériel spécifique :

On utilise comme matériel :

- ✓ Les engins de forage et d'injection.
- ✓ Le matériel pour la fabrication des produits bitumineux.

VII-3. Programme des travaux :

Un programme d'exécution des travaux sous la forme d'un diagramme de Gantt. Le programme est basé sur les suppositions suivantes :

- Un délai de 6 mois pour la mobilisation de l'entreprise et l'installation du chantier.
- La dérivation de l'oued au début du premier hiver (en supposant que la mobilisation commencera au début de l'année).
- Le remblai sera posé à un taux moyen d'à peu près 2 000 m³/jour.
- La fermeture de la dérivation provisoire se réalisera au début de l'hiver de la deuxième année de construction.

La durée des chantiers dépendra bien sûr des moyens engagés par l'(les) entreprise(s). Pour l'établissement du programme des travaux donnés dans la planche N ..., ont été adoptés des rendements pouvant être raisonnablement respectés par des entreprises de taille moyenne. Pour les rendements les plus caractéristiques.

VII-4. Planification :

VII-4-1. Définition :

Elle consiste à chercher constamment la meilleure façon d'utiliser avec économie la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre pour assurer l'efficacité de l'action à entreprendre, elle consiste en :

Installation des postes de travail ;

Observations instantanées ;

Analyse des tâches ;

Définition des objectifs et des attributions ;

Simplification des méthodes ;

Stabilisation des postes de travail.

VII-4.2. Techniques de la planification :

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau.
- Méthodes basées sur le graphique.

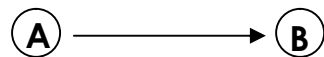
VII.4.2.1 Méthodes basées sur le réseau :

A-Définition du réseau :

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et la durée de réalisation. On distingue deux types de réseaux :

Réseau à flèches :

L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



L'opération A précède l'opération B

Réseau à nœuds :

L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches

L'opération (B) ne peut commencer que si l'opération (A) est complètement achevée.

B-Construction du réseau :

Pour construire un réseau, il convient d'effectuer les six (6) opérations suivantes :

- Etablissement d'une liste des tâches : il s'agit dans cette première phase de procéder à un inventaire très précis et détaillé de toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet.
- Détermination des tâches antérieures : après avoir dressé la liste des tâches à effectuer, il n'est pas toujours facile de construire un réseau, car il n'est pas aisé de dire si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes.
- Construction des graphes partiels ;
- Regroupement des graphes partiels ;
- Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage ;
- Construction du réseau ;

VII.4.2.2. Méthode C.P.M (Méthode du Chemin Critique) :

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

1^{ère} phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré.

2^{ème} phase: analysé systématiquement le réseau, heure par heure, jour pour jour, selon l'unité de temps retenue ;

3^{ème} phase: adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

VII.4.2.3. relations entre les tâches :

Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation; l'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.

VII.4.2.4. les paramètres de la méthode C.P.M :

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec

TR : temps de réalisation.

DCP : date de commencement au plus tôt.

DCPP : date de commencement au plus tard.

DFP : date de finition au plus tôt.

DFPP : date de finition au plus tard.

MT : marge totale.

Et :

$$\begin{cases} \text{DFP} = \text{DCP} + \text{TR} \\ \text{DCPP} = \text{DFPP} - \text{TR} \end{cases}$$

VII.4.2.5. Chemin critique (C.C) :

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Donc pour retrouver un chemin critique, il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$\text{C.C} \Leftrightarrow \begin{cases} \text{MT} = 0 \\ \sum \text{TR}_{\text{C.C}} = \text{D.T.P} \end{cases}$$

VII.4.2.6. Attribution des durées de chaque opération :

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ;

Dimensions du projet.

En utilisant les normes C.N.A.T, on pourra appliquer la formule suivante:

$$T = \frac{Q \cdot N}{n}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} Q = \text{Quantité de travail} \\ N = \text{Rendement} \\ n = \text{Nombre d'équipes} \end{array} \right.$$

VII.5. Les plannings :

Il existe trois types du plan de travail :

VII.5.1. Plan du travail au plus tôt :

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tôt, l'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est riche en moyens et travaille sur plusieurs chantiers.

VII.5.2. Plan de travail au plus tard (PTPP) :

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tard ; les tâches ne sont pas retardées, l'entreprise opte pour ce type de planning quand ses moyens sont limités (plus économique).

VII.5.3. Plan de travail intermédiaire :

Les opérations commencent à une date intermédiaire, entre date au plus tôt et date au plus tard ; l'entreprise opte pour ce type de planning quand elle est riche et travaille sur un seul chantier (moyens parfaits).

VII.6. Délai de construction et programme des travaux :

- Le délai de construction de l'ouvrage est déterminé en tenant compte du temps de réalisation de chacune des opérations qui le composent, tout en sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement. La bonne exécution de ces travaux suppose une bonne planification des différentes tâches.
- 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.
- Faire le travail le plus économiquement possible.

Ainsi, cette rationalisation des travaux est tributaire de certaines conditions à savoir la mécanisation maximale des travaux, disponibilité d'un matériel de construction de haut rendement asservie par du personnel qualifié ; bon état du réseau routier servant à l'exécution des opérations de transport; la combinaison dans le temps de différents travaux sur plusieurs fronts sans en pénaliser leur bonne réalisation.

VII.7. Symboles des différentes opérations :

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

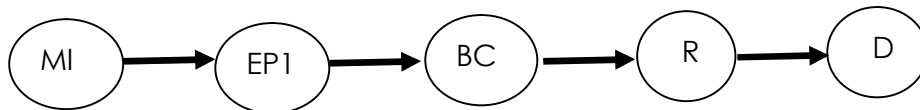
Tableau VII.1 : symboles des opérations

Symboles	Opérations	Durée (mois)
MIC	Mobilisation & installation de chantier	6
EP	Excavations phase 1	1
BCD	Bétonnage de conduite de dérivation	5
B	Batardeau	1,5
DO	Dérivation de l'oued	0
EP	Excavations phase 2	6
FI	Forages et injections	3
R	Remblais	12
BPEC	Bétonnage de prise d'eau et évacuateur de crue	6
EHE	Equipements hydromécaniques et électriques	3
EA	Equipements d'auscultation	2
MEB	Mise en eau du barrage	0
D	Démobilisation	3

Schéma du réseau à nœuds de l'organigramme des opérations est le diagramme de Gant sont représentées dans la planche N° 07.

VII.8. Détermination du chemin critique :

Le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0) est donné par le chemin suivant:



$$DTR = \sum TR = 6 + 1 + 5 + 11 + 3 = 26 \text{ moi}$$

Conclusion :

La durée totale du marché de construction sera de 26 mois à partir de l'adjudication du marché jusqu'à la fin de la démobilisation de l'entreprise.

Chapitre VIII

Protection et Sécurité de Travail

Introduction :

Les forces productives de la société sont d'autant plus réduites que le nombre d'accidents de travail et de maladies professionnelles augmentent. En Algérie, une perte considérable en temps et en argent a été ressentie suivant les données de la sécurité sociale. Les causes les plus fréquentes sont dues aux objets en cours de manutention ainsi qu'aux emplacements de travail, les surfaces de circulation et les masses en mouvements.

L'esprit négatif des accidents et maladies professionnelles se répercute sur la production et sur le plan financier et humain qui n'est autre que le capital le plus précieux de ce pays.

Notre objectif essentiel est de réduire au maximum la fréquence et la gravité des accidents. Pour cela, il a été élaboré un certain nombre de consignes et de règlements que l'on appelle "sécurité du travail" .

L'esprit de sécurité doit régner dans une enceinte de travail, ce qui permettra de façon efficace de réduire le taux d'accidents ; La direction et le service de sécurité au personnel en lui

VIII.1. Causes des accidents de travail :

Les différents facteurs réagissant les causes d'accidents de travail se subdivisent en deux catégories : l'une se traduit par les facteurs humains, l'autre par les facteurs matériels.

VIII.1.1. facteurs humains :

Ces facteurs concernent les actions dangereuses dans le travail dues au comportement de nature humaine qui nécessite dans certains cas l'intervention d'un médecin et d'un psychologue tel que :

- La négligence des travailleurs.
- La fatigue excessive
- Manque de concentration.
- L'agitation
- La nervosité.
- Inaptitude mentale ou physique.
- Taux d'erreur important.

VIII.1.2.facteurs matériels :

Les causes d'accidents d'origine matérielle évoluent généralement pendant l'exécution des travaux. Elles proviennent :

- Des outils et engins utilisés (implantation, entretien).
- Du lieu de travail (éclairage, conditions climatiques).
- Des conditions d'hygiène et de sécurité (ventilation, production).

VIII.2.Causes des maladies professionnelles :

a) Les poussières

Par son inhalation, la poussière est l'un des facteurs qui cause le plus de maladies graves. Parmi ces maladies nous pouvons citer la silicose due aux poussières de silicium qui est l'une des plus graves et des plus fréquentes des maladies professionnelles, notons également l'asbestose due aux poussières d'amiante, ainsi que la sidérose due aux poussières d'oxyde de fer.

Ces maladies se traduisent par un certain nombre de symptômes tels que :

-dyspnée : au début difficulté de respirer, c'est une dyspnée d'effort, puis cela aboutit à une insuffisance respiratoire plus importante.

-l'hémoptysie : expectoration sanglante avec risque de tuberculose.

b) Le bruit

Les surdités professionnelles surviennent par traumatismes sonores dus à la nocivité du bruit pour l'oreille interne, surtout les bruits impulsifs inférieurs à une seconde et aiguë, c'est une surdité de perception parce qu'elle se situe au niveau de l'oreille interne.

Nous pouvons citer comme exemple le marteau piqueur qui donne une surdité de perception avec une notion à clarifier : une durée minimale d'exposition de deux années, déficit audimétrique bilatéral par lésions cochléaires irréversibles, c'est-à-dire ne s'aggravant plus après cessation d'exposition aux risques, le marteau piqueur donne également des tendinites aux niveaux des coudes et des poignets par microtraumatismes dus aux vibrations.

VIII.3.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.

VIII.3.1.Méthode et moyens de prévention :

- Assurer une protection individuelle.
- Assurer un entretien continu.
- Prudence demandée.
- Eviter toute cadence supérieure à la normale.
- Assurer aux installations des protections.
- Utiliser des protections (gardes corps).
- Assurer un stockage rationnel

VIII.4.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.

VIII.4.1.Méthode et moyens de prévention :

- Demander l'autorisation d'agir et avertir.
- La protection individuelle est obligatoire.
- Développer l'esprit de sécurité et d'hygiène.
- L'intervention à une meilleure utilisation.
- Veiller à une meilleure utilisation.

VIII.5 : Calcul du débit d'air nécessaire à la ventilation du tunnel :

Il existe trois méthodes pour le calcul d'air nécessaire à la ventilation :

- 1/ Le calcul du débit d'air par le taux de ventilation.
- 2/ Calcul du débit d'air par l'alimentation minimum.
- 3/ Calcul du débit d'air par l'accroissement de chaleur.

Pour notre cas, on calculera le débit d'air par l'alimentation minimum, cette méthode consiste à assurer une alimentation minimum de 30 m^3 d'air frais par personne et par heure. Elle permet le renouvellement de l'air pollué dégagé par les travailleurs, les infrastructures industrielles et les machines.

Le calcul du débit d'air se fait comme suit :

On a :

$$Q = A_m \cdot N$$

Q : Débit d'air frais en (m^3/h).

A_m : L'alimentation Minimum ($A_m = 30 \text{ m}^3 / \text{h} / \text{personne}$)

N: Nombre de personne dans le lieu à aérer.

VIII.5.1 : Calcul du diamètre de la canalisation d'air nécessaire à la ventilation :

- **Etude de dimensionnement du réseau de ventilation :**

Le réseau de ventilation joue un très grand rôle dans la technologie actuelle. Le processus d'aération s'impose pour l'étude des systèmes de ventilations, cette étude nécessite les points suivants :

- Etude détaillée des plans des ouvrage à aéré et ceci dans le but de projeter le système le mieux adapté en évitant autant que possible toutes les obstructions et en projetant des tracés de canalisations simples comportant des coudes à grands rayons et des changements de sections des canalisations.
- Disposer les sorties des canalisations en vue d'assurer une bonne répartition de l'air dans l'espace à aérer.
- Déterminer le nombre et les dimensions de sortie sur la base du volume d'air ainsi que la vitesse admissible en ne perdant pas de vue les distances des conduites.

Il faut noter que le bruit dans les canalisations augmente avec l'accroissement de la vitesse, et il faut s'assurer que les grillages placer en fins des conduites présentes des surfaces libres suffisantes pour la circulation et l'entretien.

- Calculer les dimensions des canalisations par l'une des méthodes suivantes :

1. La méthode dynamique :

Cette méthode consiste à fixer la vitesse admissible pour les différentes canalisations et les différentes pièces spécialisées.

Les vitesses de l'air dans les différentes canalisations sont données dans le tableau suivant :

Tableau VIII.1 : vitesse de l'air dans les différentes canalisations

N°	Désignation	Ouvrage hydrotechnique	Usines et grands bâtiments
1	à l'entrée de la conduite	(4 – 5) m/s	(6 – 8) m/s
2	Conduite principale	(4 – 5) m/s	(6 – 12) m/s
3	Canalisations dérivées	(2 – 5) m/s	(3 – 6) m/s
4	Colonnes montantes	(1.5 – 3) m/s	(2 – 4) m/s
5	Pièces spécialisées (coudes ...)	(0.5 – 2) m/s	(1 – 3) m/s

2. Méthode d'équifriction :

Cette méthode est basée sur la vitesse admissible au niveau du dernier tronçon, elle est prise égale à (2 m/s).

Pour notre cas on utilise la méthode dynamique.

VIII.5.2 : Calcul du diamètre des canalisations :

On a la formule donnant la section des canalisations en fonction du débit et de la vitesse :

$$S = Q / V \text{ (m}^2\text{)}.$$

Q: Débit d'air (m³/s).

V : Vitesse de circulation d'air dans la conduite.

On a encore :

$$Q = \frac{\pi.V.D^2}{4} \text{ (m}^3\text{/s)} \quad \text{D'où : } D = \sqrt{\frac{4.Q}{\pi.V}} \text{ (m)}.$$

Conclusion :

Une source ininterrompue de déboire, de retards et de pertes dans l'entreprise provient des accidents survenant au personnel ; de simples petites meurtrissures aux mortelles.

Des milliers d'accident graves ont leurs origines dans de simples blessures qu'on aurait pu éviter par l'emploi de dispositifs de sûreté (casque, gants masques, lunette....).

Tous ces accidents ainsi que les détériorations du matériel qui les accompagnent fréquemment sont d'autant plus regrettables qu'ils sont presque exclusivement dus à la négligence et à l'inobservation des règles les plus élémentaires de sécurité.

CONCLUSION GENERALE

Dans le cadre de ce projet « l'étude d'avant projet détaillée de l'évacuateur de crue du barrage Charchar (w.Skikda) » nous avons essayé de traiter et d'étudier les principales variantes de l'évacuateur de crue.

Le barrage sera formé d'une digue principale et une digue de col en terre avec les noyaux d'argile dont le volume de retenue brute sera égal à $5,15 \text{ Hm}^3$. La Cote de retenue normale sera à 112,86 m NGA et la crête de la digue à 114,5 m NGA. La hauteur maximale de la digue principale au-dessus de la fondation la plus basse sera égale à 36,5 m et la digue de col sera de 14 m. Des matériaux qui conviennent pour les digues sont présents dans la cuvette.

L'évacuateur de crue sera également situé sur le flanc droit. Il sera constitué d'un déversoir frontal de 40 m de largeur, la section de transition de 100 m de longueur, un coursier de 292 m de longueur et un bassin de dissipation de 35 m de long. La capacité du débit maximal est de $325 \text{ m}^3/\text{s}$.

Le prix d'évaluation global du barrage s'élève à 774 millions de DA.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- AGUSTIN Alvarez Garcia, 2004. Manuel de conception et projets typiques des évacuateurs des crues. Agence Nationale des barrages et transferts (ANBT) et Tecnica Hidraulica.S.A. Alger.
- BEN HEBAL Souad, 2008. Etude de faisabilité d'un petit barrage sur Oued R'hob (Rebaia-Seghouane) W. de Média. Mémoire d'ingénieur d'état en hydraulique. Ecole nationale supérieure de l'hydraulique (ENSH). Blida.
- BENLAOUKLI B. et TOUAÏBIA B., 2004. Introduction au dimensionnement des retenues collinaires. Blida.
- BIZOT E, 1956. Béton armé. Editions Eyrolles. Paris.
- DURAND Jean, 1999. Technique des petits barrages en Afrique sahéenne et équatoriale. Edition Centre de machinisme agricole du génie rural des eaux et des forets (CEMAGREF). Paris.
- ENERGOPROJECTT HIDROINZENJERING, 2004. Etude de faisabilité du barrage de Bounachi sur Oued Rabta (W. Tizi Ouzou). Un bureau d'étude Allemand pour l'agence nationale des barrages et transferts (ANBT). Alger.
- GUERRIN A, 1986. Traité de béton armé Tome VII. Edition Dunod. Paris.
- HASSANE Mohammed, 1995. Guide méthodologique de calcul hydraulique de l'évacuateur de Crue à entonnement frontal. Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique (ENSH). Blida.
- HASSANE Mohammed, 1998. Formulaire de calcul des aménagements. Ecole nationale Supérieure de l'Hydraulique (ENSH). Blida.
- HASSANE Mohamed, 2004. Abaques de calcul hydraulique de l'évacuateur de crue. Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique (ENSH). Blida.
- HIRECHE Mohammed, 1991. Constructions hydrotechniques (III). Edition I.N.E.S. Agronomie de Chleff-Direction des études-Département hydraulique. Chleff.
- KEDJOUR Nasr-Eddine, 2005. Le laboratoire du béton. Office des publications universitaires (Ben Aknoun). Alger.
- KEMOUGUETTE Said, 1995. Etude et conception de l'évacuateur de crues du barrage Sidi Hamadouche W. de Mascara. Mémoire de fin d'étude d'ingénieur d'état en hydraulique. Ecole nationale supérieure de l'hydraulique (ENSH). Blida.

- LABORDE J.P., 2003. Hydrologie de surface. Edition de l'agence nationale des ressources hydrauliques (ANRH) – Ministère des ressources en eau. Alger.
- LENCASTRE Armando, 1995. Hydraulique générale. Edition : Eyrolles et Safege. Université nouvelle-Lisbonne. Portugal.
- LUIS E. Rosete Gamboa, 2004. Manuel de conception et projets typiques des évacuateurs de crues. Edition : L'agence nationale des barrages et transferts (ANBT)-Unité retenue collinaire et Tecnica-Hidraulica.S.A. Ingenieros consultores. Alger.
- MIHOUBI K., 1999. Guide de dimensionnement d'un barrage déversoir (cas d'une fondation non rocheuse). Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique. Blida.
- SARI Ahmed, 2002. L'hydrologie de surface. Edition : Distribution Houma. Alger.
- SLAHDLI Namik, 2008. Etude de faisabilité du barrage de Bounachi sur l'Oued Rabta (W. Tizi Ouzou). Mémoire de fin d'étude d'un ingénieur d'état en hydraulique. Ecole nationale supérieure de l'hydraulique (ENSH). Blida.
- RANALD V. Giles, 1997. Mécaniques des fluides et hydraulique. Une traduction de la 3^e édition américaine de Schum's Outline of Theory and Problems of Fluids Mechanics and Hydraulics. New York.
- REMENIRAS G., 1999. L'hydrologie de l'ingénieur. Edition : Eyrolles. Paris.
- RICHARD O. Sinniger, 1989. Traité de génie civil de l'école polytechnique fédérale de lausanne : volume 15 ; constructions hydrauliques. Edition Presses polytechniques Romandes. Suisse.
- ROLLEY René, 1974. Technique des barrages en aménagement rural. Ministère de l'agriculture-Direction de l'aménagement-Groupe de travail permanent pour les barrages en aménagement rural. France.
- TOUAÏBIA Bénina, 2004. Manuel pratique d'hydrologie. Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique (ENSH). Blida.

ANNEXES

Tableau. I.1 : Récapitulatif des résultats des essais relatifs à l'Essai de Proctor normal et Limite d'Atterberg

N° Puits	Profondeur (m)	W nat. (%)	γ (g/cm ³)	Limites d'Atterberg			Proctor normal	
				WL	WP	IP	W Opm (%)	$\gamma_{d \text{ opt}}$ (g/cm ³)
P1	0.30 – 0.95	10.87	2.69	---	--	--	--	--
	0.95 – 1.20	13.52	2.63	--	--	--	--	--
	1.20 – 1.90	25.11	2.58	--	--	--	--	--
P2	0.30 – 1.20	22.83	2.69	55	29.41	25.59	14.7	1.76
P4	0.40 – 2.00	26.43	2.65	62	31.39	30.61	16.2	1.71
P5	0.45 – 1.00	22.83	2.66	65	31.49	33.51	16.3	1.69
P6	0.30 – 0.70	23.57	2.65	56	26.51	29.49	16.3	1.70
P7	0.60 – 1.20	10.00	2.63	68	32.18	35.82	16.6	1.69
P8	0.0 – 1.00	6.76	2.69	73.5	37.53	35.97	--	--
P9	0.25 – 0.85	3.99	2.70	72.5	36.31	36.19	--	--
	0.85 – 1.60	15.33	2.70	47.5	25.27	22.23	--	--
P10	0.30 – 1.80	5.50	2.70	72.5	34.56	37.94	18.1	1.72
P12	0.00 – 0.85	5.42	2.70	71.5	35.31	36.19	18.1	1.68
	0.85 – 3.00	13.59	2.72	71.5	35.40	36.10	18.1	1.67
P13	0.00 – 0.25	2.48	2.73	29.5	16.23	13.27	--	--
	1.10 – 2.00	5.82	2.72	59.5	28.08	31.42	18.2	1.75
	2.00 – 3.00	5.66	2.69	51.5	25.75	25.75	--	--
P14	0.60 – 1.50	7.40	2.69	--	--	--	--	--
	1.10 – 2.70	4.30	2.73	--	--	--	16.1	1.72
P15	1.50 – 3.50	2.71	2.72	49.5	25.76	23.74	16.1	1.78
P15	1.50 – 3.50	15.79	2.72	47.5	25.70	21.80	--	--
P16	0.30 – 0.80	4.57	2.70	66.5	33.62	26.97	--	--
	0.80 – 2.60	6.48	2.72	60.5	30.99	29.51	18.1	1.66
	2.60 – 3.40	12.50	2.72	66	34.62	31.38	--	--
P17	0.35 – 0.65	8.52	2.72	37.5	20.22	17.28	--	--
	0.65 – 2.10	2.31	2.70	66.5	33.35	33.15	18.2	1.76

N° De Puits	Profondeur du puits (m)	Description	Profondeur d'échantillon (m)
P1	3.40	0,00 - 0,40 Argile brune 0,40 - 0,95 Sable limoneux et gravier 0,95- 1,20 Sable limoneux argileux 1,20 - 1,90 Sable et gravier 1,90- 2,00 Argile noir 2,00- 2,40 Alluvions (galet et graviers) 2,40 - 3,40 Marnes et marnes calcaire	0,40 - 0,95 0,95 - 1,20 1,20 - 1,90
P2	3.80	0.00 - 0.30 Argile brune et racines 0.30 - 1.20 Argile rouge, plastique 1.20 - 3.70 Argile rouge, avec passage de niveaux de marnes 3.70- 3.80 Alluvions (galets et graviers)	0.30 - 1.20 1.50 - 1.70
P3	1.00	0.00 - 0.20 Argile brune 0.20 - 1.00 Mica schiste, altéré, oxydés, friable	Pas d'échantillons
P4	2.30	0.00 - 0.40 Argile brune 0.40 - 2.00 Argile beige, plastique 2.00 - 2.30 Argile marneuse	0.70 - 0.90 0.40 - 2.00
P5	2.30	0.00 - 0.40 Argile brune 0.40 - 1.40 Argile beige, plastique 1.40 - 1.60 Argile plastique, beige 1.600 - 2.30 Marnes calcaires	0.60 - 0.90 0.45 - 1.00
P6	2.90	0.00 - 0.25 Argile brune, plastique 0.25 - 0.35 Argile brune plastique 0.35 - 2.80 Grès, jaune, altéré, friable 2.80 - 2.90 Marnes calcaires, et argile marneuse	0.30 - 0.50 0.30 - 0.70
P7	2.30	0.00 - 0.20 Argile limoneuse, brune 0.20 - 1.20 Argile beige plastique 1.20 - 2.10 Argile ocre avec quelques graviers 2.10 - 2.30 Schistes altérés	0.60 - 0.75 0.75 - 1.20
P8	2.65	0.00 - 1.00 Argile brune 1.00 - 1.20 Argile de couleur beige, plastique 1.20 - 2.15 Marnes verdâtre schisteuse 2.15 - 2.65 Marnes calcaires, schisteuse 2.65 + Calcaires marneux, dur	0.00 - 1.00
P9	1.90	0.00 - 0.25 Limon sableux beige 0.25 - 0.85 Argile légèrement marneuse 0.85 - 1.60 Marnes argileuse 1.60 - 1.90 Alluvions (gros galets gréseux)	0.25 - 0.85 0.85 - 1.60
P10	2.10	0.00 - 0.30 Limons sableux 0.30 - 1.80 Argile jaune, plastique 1.80 - 2.10 Alluvions dans matrice argileuse oxydée	0.30 - 1.80
P11	1.60	0.00 - 0.30 Argile brune, limoneuse 0.30 - 1.10 Argile beige, graveleuse 1.10 - 1.60 Argile beige avec nodules de calcaire	Pas d'échantillons
P12	300	0.00 - 0.85 Argile brune avec nodules de calcaire 0.85 - 3.00 Alternance de grès jaune et d'argile crayeuse	0.00 - 0.85 0.85 - 3.00
P13	3.00	0.00 - 1.10 Argile brune, présence de cailloux 1.10 - 2.00 Argile marneuse, plastique 2.00 - 3.00 Marnes argileuse avec lentille de marnes	1.10 - 2.00 2.00 - 3.00
P14	3.20	0.00 - 0.25 Limon gris légèrement argileux 0.25 - 1.10 Sable argileux et graveleux 1.10 - 2.70 Argile sableuse légèrement marneuse 2.70 - 3.20 Sable argileux avec cailloux et graviers	1.10 - 2.70 0,25 - 1.10
P15	3.80	0.00 - 0.40 Limon argileux gris 0.40 - 0.60 Sable limoneux, argileux, gris 0.60 - 1.15 Argile, marron, avec graviers 1.15 - 3.50 Argile marneuse, marron 3.50 - 3.80 Argile graveleuse, marron	0.60 - 1.50 1.50 - 3.50
P16	3.40	0.00 - 0.30 Limon argileux, gris 0.30 - 0.80 Sable argileux, brune 0.80 - 2.60 Argile marneuse, marron limoneuse 2.60 - 3.40 Argiles sableuses avec graviers et cailloux	0.30 - 0.80 0.80 - 2.60 2.60 - 3.40
P17	3.1	0.00 - 0.35 Limon argileux, gris 0.35 - 0.65 Argile sableuse de couleur rouille 0.65 - 2.10 Argile de couleur marron 2.10 - 3.00 Argile de couleur marron 3.00 - 3.10 Fragments de schistes dans matrice argileuse, marron	0.35 - 0.65 0.65 - 2.10 2.10 - 3.00

Tableau. I.2 : Puits de reconnaissance et échantillonnage (zone d'emprunt)

Tableau. I.3: Corrélation entre la classification unifiée des sols et la Performance du Barrage.

Classification Unifiée du sol	Perméabilité relative	Coefficient de Perméabilité (m/s)	Résistance relative au cisaillement	Résistance relative au Renard	L'aptitude relative à travailler avec le matériau
CL	Très bas	$10^{-10} - 10^{-8}$	Moyenne	Forte	Bonne à moyenne
GC	Très bas	$10^{-10} - 10^{-7}$	Forte	Forte	Très bonne
SC	Très bas	$10^{-10} - 10^{-6}$	Forte à moyenne	Forte à moyenne	Bonne à moyenne
SM	Bas à très bas	$10^{-9} - 10^{-5}$	Forte	Moyenne à faible	Bonne à médiocre
OL - ML	Très bas	$10^{-11} - 10^{-7}$	Faible	Moyenne à faible	Mauvaise à très mauvaise

Tableau. I.4 : Essais Chimique (zone d'emprunt)

N° de Puits	Profondeur (m)	Description du sol	M O (Poids)	Chlorures CL (%)	Carbonates CaCO3 (%)	Classification
P2	0.30 – 1.20	Argile	0.16	Traces	Traces	Argile
P4	0.40 – 2.00	Argile	0.16	Traces	Traces	Argile
P5	0.45 – 1.00	Argile	0.21	Traces	Traces	Argile
P6	0.30 – 0.70	Argile	0.63	Traces	Traces	Argile
P7	0.60 – 1.20	Argile	0.21	Traces	Traces	Argile
P9	0.25 – 0.85	Argile légèrement marneuse	0.42	-	Traces	Argile
	0.85 – 1.60	Marnes argileuse	0.16	-	Traces	Marne
P10	0.30 – 1.80	Argile	0.26	-	Traces	Argile
P12	0.00 – 0.85	Argile	0.47	-	11.18	Argile
	0.85 – 3.00	Alternance grès jaune et d'argile crayeuse	0.26	-	8.60	Argile
P13	0.00 – 0.25	Argile	0.73	-	1.72	Argile
	1.10 – 2.00	Argile marneuse	0.37	-	0.86	Argile
P14	0.60 – 1.60	Sable argileux	0.26	-	Traces	Argile
	1.60 – 2.70	Argile sableuse	0.21	-	Traces	Argile
P15	1.50 – 3.50	Argile marneuse	0.21	-	Traces	Argile
P16	0.30 – 0.80	Sable argileux	0.73	-	Traces	Argile
	0.80 – 2.60	Argile marneuse	0.57	-	Traces	Argile
	2.60 – 3.40	Argile sableuse	0.26	-	Traces	Argile
P17	0.35 – 0.65	Argile sableuse	0.63	-	Traces	Argile
	0.65 – 2.10	Argile	0.52	-	Traces	Argile

Tableau. I.5: Classification des Sols en Fonction de la Granulométrie et des Limites D'Atterberg (zone d'emprunt).

Puits	Profondeur (m)	Description	D60 (mm)	D30 (mm)	D10 (mm)	Cu	Cc	WL	WP	IP	Classification
P1	0.40 – 0.95	Sable limoneux	6.914	0.556	-	-	-	-	-	-	Sable
	0.95 – 1.20	Sable limoneux argileux	1.115	0.298	-	-	-	-	-	-	Sable
	1.20 – 1.90	Sable et gravier	0.161	-	-	-	-	-	-	-	Sable
P2	0.30 – 1.50	Argile plastique	0.032	0.002	-	-	-	55	29.41	25.59	CL
P4	0.40 – 2.00	Argile	0.013	0.002	-	-	-	62	31.39	30.61	CL
P5	0.45 – 1.00	Argile	0.023	0.008	0.002	1.60	14.03	65	31.49	33.51	CL
P6	0.30 – 0.70	Argile	0.019	0.005	0.001	1.03	14.88	56	26.51	29.49	CL
P7	0.60 – 1.20	Argile	0.012	0.004	-	-	-	68	32.18	35.82	CL
P8	0.00 – 1.00	Argile	0.019	0.005	0.001	1.24	19.04	73.5	37.53	35.97	CL
P9	0.25 – 0.85	Argile	0.026	0.002	-	-	-	72.5	36.31	36.19	CL
	0.85 – 1.60	Marne argileuse	0.016	0.004	-	-	-	47.5	25.27	22.23	CL
P10	0.30 – 1.80	Argile	0.017	0.001	-	-	-	72.5	34.56	37.94	CL
P12	0.00 – 0.85	Argile	0.026	0.007	0.002	1.07	-16.170	71.5	35.31	36.19	CL
	0.85 – 3.00	Grès jaune et argile crayeuse	0.015	0.002	-	-	-	71.5	35.40	36.10	SC
P13	0.00 – 0.25	Argile	0.081	0.003	-	-	-	29.5	16.23	13.27	CL
	1.10 – 2.00	Argile marneuse	0.012	0.003	-	-	-	59.5	28.02	31.42	CL
	2.00 – 3.0	Marnes argileuse	0.020	0.006	0.001	1.45	17.09	51.5	25.75	25.75	CL
P14	0.60 – 1.60	Sable argileux	0.015	0.004	0.001	0.93	14.92	-	-	-	Sable
	1.10 – 2.70	Argile sableuse	0.019	0.004	0.001	0.96	17.08	-	-	-	El fin
P15	1.50 – 3.50	Argile marneuse	0.037	0.004	-	-	-	49.5	25.76	23.74	CL
	1.50 – 3.50	Argile marneuse	0.015	0.004	-	-	-	47.5	25.70	21.80	CL
P16	0.30 – 0.80	Sable argileux	-	-	-	-	-	66.5	33.62	32.88	Sable
	0.80 – 2.60	Argile marneuse	-	-	-	-	-	60.5	30.99	29.51	CL
	2.60 – 3.10	Argile	-	-	-	-	-	66	34.62	31.38	CL
P17	0.35 - 0.65	Argile sableuse	0.055	0.003	-	-	-	37.5	20.22	17.28	CL
	0.65 – 2.10	Argile	0.016	0.004	-	-	-	66.5	33.35	33.15	CL

Tableau. II.1 : Résumé des essais de perméabilité ou essai de lugeons du site de barrage de Charchar.

N°. de Sondage	Location	Lieu d'essai (m)	Pourcentage de Carotte (%)	RQD (%)	Géologie		Etendu Valeurs de Lugeons	Observations
					Type de Roche	Altération		
1. SONDAGES DANS L'AXE DE LA DIGUE PRINCIPALE								
S1	Flanc gauche	5-10	46-90	0-13	Schistes micacé et Marne	Fortement dégradé	3	Perméabilité faible
		10-15	55-62	11-22	Schistes micacé	Fortement dégradé à Moyennement dégradé	<2	Imperméable
		15-20	64-83	6-13	Schistes micacé	Moyennement dégradé	<2	Imperméable
		20-25	70-100	0-33	Schistes micacé	Moyennement dégradé	<2	Imperméable
		25-30	60-100	0-82	Schistes micacé, satiné	Moyennement dégradée à peu dégradé	<2	Imperméable
		30-35	88-100	46-80	Schistes micacé, satiné	Peu dégradé	<2	Imperméable
		35-40	73-98	6-60	Schistes micacé, satiné	Peu dégradé	<2	Imperméable
S2	Flanc gauche	15-20	56-100	0-70	Schistes micacé, satiné	Peu dégradé	<2	Imperméable
		20-25	75-100	18-40	Schistes micacé, satiné	Peu dégradé	<2	Imperméable
S3	Emprise du sol du flanc gauche	5-10	83-95	0-75	Schistes satiné et Schistes	Moyennement dégradée à peu dégradé	<2	Imperméable
		10-15	93-96	62-78	Schistes, Schistes micacé	Moyennement dégradée à peu dégradé	<2	Imperméable
		15-20	85-97	51-85	Schistes, Schistes micacé	Moyennement dégradée à peu dégradé	<2	Imperméable
		20-25	77-96	76-92	Schistes, Schistes micacé	Moyennement dégradée à peu dégradé	<2	Imperméable
S4	Flanc droit	6-10	94-96	24-57	Schistes satiné	Moyennement dégradée à peu dégradé	6	Perméable faible
		10-15	85-95	10-64	Schistes et Schistes micacé	Peu dégradé	<2	Imperméable
		15-20	50-93	0-46	Schistes micacé	Peu dégradé	<2	Imperméable
		20-25	79-100	79-93	Schiste	Peu dégradé	<2	Imperméable
S5	Flanc droit	5-10	93-100	55-88	Schistes micacé, satiné	Non dégradé à peu dégradé	<2	Imperméable
		10-15	92-100	42-66	Schistes micacé, satiné	Non dégradé à peu dégradé	<2	Imperméable
		15-20	83-100	46-72	Schistes micacé, satiné	Non dégradé à peu dégradé	3	Perméable faible
		20-25	91-97	43-85	Schistes micacé, satiné	Non dégradé à peu dégradé	3	Perméable faible
		25-30	92	12-32	Schistes micacé, satiné	Non dégradé à peu dégradé	3	Perméable faible
		30-35	60-96	42-84	Schistes micacé, satiné	Non dégradé à peu dégradé	3	Perméable faible
		35-40	87-100	35-86	Schistes micacé, satiné	Non dégradé à peu dégradé	2	Imperméable

Tableau. II.2: Résumé des essais de perméabilité ou essai de lugeons du site de barrage de Charchar.

No. de Sondage	Location	Lieu d'essai (m)	Pourcentage de Carotte (%)	RQD (%)	Géologie		Etendu de valeurs de Lugeons	Observations
					Type de Roche	Altération		
1. GALERIE DE DERIVATION								
S6	Ouvrages de vidange en amont	5-10	77-100	55-77	Schistes satiné et Schiste	Moyennement dégradé à peu dégradé	<2	Imperméable
		10-15	92-100	54-67	Schistes micacé,	Peu dégradé	<2	Imperméable
S7	Ouvrages de vidange en aval	6 -10	77-97	10-33	Schistes satiné et Schiste micacé	Moyennement dégradé à non dégradé	5	Perméable faible
		10-15	94-100	5	Schistes micacé, satiné	Peu dégradé à non dégradé	3	Perméable faible
2. AXE DE LA DIGUE DE COL								
S8	Digue de col gauche	10-15	36-94	0-60	Calcaire marneux, Grès à ciment calcaire et Marnes calcaires		6	Perméabilité faible
S9	Digue de col	10-15	48-71	0	Marnes calcaires		3	Perméabilité faible
S11	Digue de col droit	10-15	49-78	0	Marnes sableuse		2	Imperméable

Tableau. II.3 : Résultats des essais d'UCS (essais de résistance à la compression simple) de la densité et la porosité.

N° de Sondage	Profondeur (m)	Résistance (MPa)	Densité (t/m3)	Porosité (%)	Roche
S1	21.60 – 21.85	8.90	2.96	0.96	Schiste micacé
	28.72 – 29.00	13.86	2.96	0.96	Schiste micacé satiné
	33.75 – 34.00	18.08	3.01	1.10	Schiste micacé satiné
	34.75 – 35.00	25.90	2.92	0.80	Schiste micacé satiné
S2	18.00 - 18.50	58.77	2.81	0.40	Grès
S3	9.00 - 9.23	3.52	2.75	0.18	Schiste
	13.30-13.60	17.64	2.79	0.33	Schiste micacé satiné
	18.40-18.63	17.63	2.86	0.60	Schiste micacé
	23.00-23.40	7.40	2.25	0.16	Schiste
S4	22.00-22.20	16.87	2.97	0.96	Schiste
	23.15-23.50	13.86	2.91	0.77	Schiste
S6	6.17 – 6.41	6.03	2.94	0.88	Schiste satiné
	9.10 - 9.47	5.12	2.95	0.96	Schiste

**Tableau.III.1 : Pluies moyennes mensuelles enregistrées dans la station Pluviométrique
ELARROUCHE code : 030906 (source ANRH).**

années	Spt	Oct	Nov	Déc	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jun	Jui	Aout
1967	41.6	10.9	115.4	103.0	106.4	38.1	12.2	25.1	6.6	33.6	0.0	0.0
1968	4.9	0.0	28.4	46.8	28.7	9.3	27.5	5.8	8.8	9.8	0.0	9.3
1969	71.3	77.5	1.6	155.9	33.6	88.1	59.0	123.6	12.7	5.0	0.0	6.5
1970	0.9	66.1	4.2	46.1	122.5	111.8	108.9	21.0	46.5	4.8	6.8	0.2
1971	82.4	59.3	51.0	23.9	133.3	63.0	85.4	110.4	57.3	6.1	0.6	13.0
1972	31.6	65.8	0.0	89.5	167.4	109.2	119.7	26.2	0.0	41.1	0.0	0.0
1973	43.7	68.0	29.8	69.5	0.8	60.2	44.8	59.6	28.3	0.0	3.6	0.0
1974	29.7	71.2	46.1	32.7	12.5	87.8	69.7	13.3	46.3	0.0	0.0	7.0
1975	19.2	22.6	107.4	47.8	78.2	87.9	88.1	42.3	35.5	5.3	33.7	11.7
1976	36.0	82.0	79.1	19.7	55.9	15.5	14.2	61.5	60.2	26.6	0.0	19.6
1977	5.1	0.0	109.7	7.2	101.3	89.9	41.7	61.2	69.7	0.4	0.0	30.8
1978	7.2	26.6	105.9	19.4	61.3	111.9	77.5	155.0	5.5	38.4	4.2	0.6
1979	48.9	51.2	54.2	48.7	46.7	46.5	61.8	57.8	52.4	0.6	1.7	3.0
1980	19.3	19.9	36.7	139.1	65.8	68.9	57.7	21.1	11.6	35.0	0.0	21.4
1981	11.5	22.2	34.7	95.8	83.3	75.5	128.0	57.6	23.4	7.3	0.0	0.0
1982	9.8	158.9	198.4	101.2	10.4	27.2	25.7	7.3	14.1	2.4	0.0	1.2
1983	28.3	36.0	88.2	42.2	112.3	118.3	17.7	19.2	4.5	8.3	0.0	8.3
1984	36.5	133.8	16.3	379.6	85.2	46.9	159.8	35.2	36.8	2.1	0.0	0.0
1985	28.2	24.6	26.9	30.8	108.4	39.8	98.0	37.0	8.6	11.6	5.2	0.4
1986	28.2	105.1	135.3	129.9	71.0	152.3	51.7	25.9	69.7	0.0	5.5	0.3
1987	0.3	29.5	66.3	21.6	62.8	56.0	33.3	19.1	20.1	27.0	7.1	0.0
1988	38.2	1.3	72.8	216.0	50.1	39.3	33.4	55.5	6.0	18.1	4.6	4.5
1989	30.6	52.1	45.8	62.0	141.8	1.1	27.7	75.0	39.0	21.1	3.1	3.1
1990	0.0	19.1	92.4	147.5	43.3	79.3	130.0	65.9	48.8	26.6	0.0	4.3
1991	42.7	128.8	28.0	21.7	55.2	71.1	136.3	86.7	81.6	14.3	8.7	0.0
1992	0.0	34.4	74.1	231.7	78.3	54.7	28.3	17.8	57.9	10.2	0.0	1.2
1993	12.8	49.9	20.7	101.3	61.0	59.8	15.1	87.9	9.0	0.0	0.0	0.0
1994	28.1	88.5	20.1	114.1	254.2	25.4	113.2	36.8	5.3	38.3	0.0	2.7
1995	72.6	29.6	45.2	28.4	102.8	227.0	46.6	78.2	46.2	17.1	1.5	2.7
1996	39.6	35.5	34.7	76.0	68.7	28.8	47.7	52.2	20.4	10.6	0.0	20.7
1997	53.4	8.9	92.8	124.1	27.2	74.4	49.5	67.8	80.7	3.3	0.0	8.0
1998	69.4	50.1	184.2	45.0	70.7	38.0	37.2	17.9	8.3	8.8	5.9	5.3
1999	14.7	14.8	65.6	146.9	24.3	23.8	23.5	17.6	100.7	6.5	0.0	12.7
2000	1.9	53.3	29.7	50.3	144.5	55.9	18.4	57.9	33.1	0.0	0.0	0.3
2001	65.4	4.9	75.3	31.5	55.8	89.4	17.9	52.6	8.4	2.7	25.9	29.6
2002	14.3	59.0	162.8	103.1	237.8	81.7	30.4	117.3	19.5	0.2	0.0	0.0
2003	80.0	34.8	21.6	200.6	70.8	15.1	54.9	84.5	77.9	37.7	0.0	7.5
2004	34.6	44.2	219.2	155.9	89.9	126.9	43.8	105.5	0.0	0.0	1.6	2.3
2005	11.9	15.4	26.4	112.1	117.0	85.9	39.4	5.2	48.0	0.0	0.0	8.6
2006	35.9	39.1	25.7	169.9	21.3	48.5	182.8	56.5	9.3	22.4	0.6	3.4
2007	31.4	61.0	55.4	128.4	8.8	30.8	117.8	17.0	57.1	11.5	4.3	1.7
Pm (mm)	30.8	47.7	66.5	95.5	79.8	67.3	62.8	52.2	33.6	12.6	3.0	6.1

**Tableau.III.2 : pluies maximales journalières enregistrées dans la station
Pluviométrique ELARROUCHE code : 030906 (source ANRH).**

années	Spt	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jui	Aout	P _{max.j} (mm)
1967	18.1	7.2	52.5	29.3	22.6	17.4	5.6	19.4	5.4	14.4	0	0	52.5
1968	4.5	0	10.1	13.8	9.4	3	6.4	5.8	5.5	9.8	0	9.3	13.8
1969	71.3	33.8	1.6	34	13.8	33.8	11.8	43.4	10.6	3.1	0	6.1	71.3
1970	0.9	18.2	4.2	14.9	32.7	38.4	39.1	5.2	16	4.1	6.8	0.2	39.1
1971	17.7	19.9	15.1	11.7	25.2	13.9	22.5	19.2	23.4	5.4	0.4	12.8	25.2
1972	12.6	38.1	0	27.8	55.6	28.9	29.4	19.4	0	24.2	0	0	55.6
1973	23.2	25.1	11.5	24.8	0.8	26.2	14.2	13.1	16.2	0	3.6	0	26.2
1974	29.7	21.5	17.4	9.4	9.4	39.7	15.7	8.1	32	0	0	7	39.7
1975	17.8	15.1	22.2	12.3	33.4	26.8	30.1	16.4	15.7	2.4	12.7	7.9	33.4
1976	20	27	41	8.2	18.4	4.8	6.1	22.5	46.9	20.9	0	13.5	46.9
1977	3.9	0	29.1	2.9	27.1	22.1	18.6	15.8	24.2	0.4	0	25.3	29.1
1978	3.8	10.2	50.3	7.6	23.9	24.3	13.3	31.8	4.1	25.3	4.2	0.6	50.3
1979	19.1	18.8	9.5	20.4	19.6	20.9	27.4	15.9	22.3	0.6	1.2	1.6	27.4
1980	10.9	5.1	14.1	41.9	17.7	13.9	18.6	10.1	8.1	31.7	0	12.9	41.9
1981	9.7	6.3	16.7	24.3	17.1	12.1	29.5	13.8	12.3	7.3	0	0	29.5
1982	6.5	142	55.5	27.7	7.3	14.2	10.7	7.3	8.2	2.4	0	1.2	142
1983	14.8	24.6	28.9	10.6	18.9	53	5.6	9.8	2.1	7.2	0	6.2	53
1984	11.9	24.1	4.2	97.6	18.6	23.7	44.9	15.9	19.9	2.1	0	0	97.6
1985	12.4	15.2	7.2	14.4	36.6	14.6	33.7	10.4	8.6	5.1	5.2	0.4	36.6
1986	13.1	23.4	52.3	31.8	17.2	29.2	17.3	13.4	20.1	0	2.2	0.3	52.3
1987	0.3	16	20.2	11.1	17.1	21	9.2	10	7	10.1	7.1	0	21
1988	17.1	1.3	21.1	72.6	28	18.1	25.4	10.8	5	6.1	2	4.5	72.6
1989	15	40.2	19.5	35	63	1.1	14.2	20.1	11.1	19.7	3.1	3.1	63
1990	0	5	31.4	48.2	15.5	27.2	41	20.5	24.2	16.5	0	3.1	48.2
1991	31.1	36.9	19	10.5	22.9	24.9	27	19.7	53	9.3	8.7	0	53
1992	0	11.1	32.5	70.9	28.6	15.7	13.7	7.6	29.6	10.2	0	1.2	70.9
1993	8.1	23.1	7.1	50	19.7	29.3	11.5	12.4	3.4	0	0	0	50
1994	6.6	34.5	16.6	34.4	95.9	12	39.8	18.9	5.3	13.7	0	2.7	95.9
1995	38.8	16.7	10.1	12.3	34.3	39	17.4	32.5	23.5	7.3	1.5	1.5	39
1996	16.1	9.1	9.5	38	17.9	10.7	38.4	21.2	9.5	9.9	0	9.1	38.4
1997	17.2	5	34	24.8	7.5	26.7	16.5	36.2	28.9	2.5	0	7.2	36.2
1998	39.1	14.5	43	8	39.5	8.6	11.5	9.2	4.1	3.9	4	3.9	43
1999	5.2	9.4	12.7	44.4	7.6	11.2	6.7	5.2	78.3	4.9	0	8.9	78.3
2000	1.9	32.6	15.1	14.1	36.1	23.1	13.2	13.1	14.1	0	0	0.3	36.1
2001	14.4	4.9	26.5	12	-999	32.9	6.1	23.8	5.3	2.7	21.1	18.7	32.9
2002	4.5	16.6	28.7	29	42.5	24.8	16.1	36.5	10.6	0.2	0	0	42.5
2003	36.5	15.6	7.1	-999	16.2	12.9	13.4	30.5	32.9	18.8	0	5.1	36.5
2004	12.6	12.9	114.1	31.1	19.7	20.1	12.4	51.1	0	0	1.6	1.9	114.1
2005	7.3	6.6	7.4	40.7	22.9	26.8	13.4	2.5	16.6	8.3	0	5.4	40.7
2006	16.9	24.6	20	46.6	8.4	14.9	44.1	11	4.8	14.8	0.6	1.9	46.6
2007	12.4	15.4	12.9	70.7	5.9	16	35.1	14.1	18.7	5.9	2.9	1.7	70.7

Tableau.III.3 : débits maximaux journaliers enregistrés dans la station Hydrométrique oued safsaf code : 030901 (source ANRH).

années	Spt	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jui	Aout	Q_{max,j} (m³/s)
1974	19.00	5.66	1.53	2.63	0.27	3.06	5.17	3.06	0.59	0.03	0.01	0.01	19.00
1975	0.02	0.02	0.39	0.33	0.08	78.02	2.84	3.93	3.56	0.08	0.03	0.00	78.02
1976	0.00	0.00	0.08	0.14	2.63	49.40	52.88	3.31	1.49	0.18	0.03	0.02	52.88
1977	0.13	10.96	54.38	3.86	9.29	1.04	0.28	2.06	3.21	0.17	0.04	0.00	54.38
1978	0.00	0.00	0.02	0.01	1.51	6.39	1.06	3.08	0.50	0.14	0.00	0.00	6.39
1979	0.00	0.00	0.64	0.24	5.17	9.43	12.56	68.35	8.58	7.04	1.58	0.00	68.35
1980	0.17	2.74	6.64	3.58	13.38	8.44	27.50	5.96	0.88	0.17	0.01	0.00	27.50
1981	0.32	0.80	0.13	17.50	13.75	6.70	4.74	8.40	0.44	0.03	0.02	0.05	17.50
1982	0.01	0.01	0.10	7.55	9.16	12.88	23.98	11.62	4.93	0.19	0.01	0.00	23.98
1983	5.51	15.00	82.77	22.11	4.36	2.62	11.92	0.58	0.24	2.50	0.00	0.00	82.77
1984	0.00	0.45	8.58	3.33	22.77	745.08	6.70	9.16	0.70	0.06	0.03	0.02	745.08
1985	0.23	9.50	0.07	558.60	90.70	12.58	389.75	6.36	10.48	0.10	0.05	0.04	558.60
1986	0.23	0.20	0.04	0.04	8.52	4.40	12.17	0.36	0.28	0.14	0.05	0.05	12.17
1987	0.28	10.70	19.70	21.20	18.74	123.55	20.32	24.80	5.10	0.34	0.07	0.06	123.55
1988	0.01	0.15	6.88	0.11	4.52	2.31	10.30	0.18	0.18	0.36	0.06	0.01	10.30
1989	2.11	0.01	0.15	127.00	15.70	17.45	11.04	1.57	0.32	0.00	0.00	0.00	127.00
1990	0.00	1.40	0.32	2.02	38.25	0.44	1.11	0.26	1.30	0.02	0.01	6.00	38.25
1991	0.00	0.00	91.15	120.10	14.27	41.50	51.00	29.10	1.70	0.85	0.10	0.03	120.10
1992	0.19	7.20	0.53	0.06	4.51	68.15	14.86	78.30	78.30	0.67	0.23	0.06	78.30
1993	0.03	0.03	22.10	155.00	122.00	12.78	34.80	0.59	3.45	0.07	0.01	0.00	155.00
1994	0.00	0.01	0.01	79.20	36.10	82.80	1.28	15.00	1.28	0.05	0.02	0.07	82.80
1995	0.00	17.40	0.06	15.00	210.10	0.53	82.01	1.47	0.32	0.04	0.02	0.00	210.10
1996	0.23	188.60	3.52	2.54	17.64	122.20	48.65	66.12	47.80	0.14	0.06	0.02	188.60
1997	0.01	1.08	0.06	5.48	4.62	1.08	4.41	0.05	0.16	0.00	0.00	0.00	5.48
1998	18.64	19.08	13.25	127.00	9.95	36.10	25.12	17.58	33.71	0.08	0.03	0.02	127.00
1999	0.07	0.21	118.30	21.06	88.58	56.40	17.00	8.20	5.80	0.08	0.03	0.00	118.30
2000	0.16	0.00	0.36	186.60	7.30	0.63	0.56	0.26	29.56	0.09	0.03	0.00	186.60
2001	0.00	5.23	0.30	0.14	64.80	209.70	0.46	3.61	0.53	0.06	0.02	0.00	209.70
2002	0.39	0.08	22.44	10.90	9.40	27.40	0.11	43.75	0.03	0.00	0.00	21.08	43.75

Tableau.III.4 : Calcul du volume utile interannuel par la méthode Kristly-Menkel.

n (ans)	n ^{0.5}	C _v	C _s	F _{80%}	k _{80%}	β _{max} (D _{80%})	β _{max} (D _{90%})	β _{max} (D _{95%})
1	1.000	0.46	0.920	-0.85	0.609	0.1910	0.2910	0.3410
2	1.414	0.325	0.651	-0.85	0.724	0.1530	0.3530	0.4530
3	1.732	0.266	0.531	-0.85	0.774	0.0772	0.3772	0.5272
4	2.000	0.230	0.460	-0.85	0.805	-0.0180	0.3820	0.5820
5	2.236	0.206	0.411	-0.85	0.825	-0.1257	0.3743	0.6243
6	2.449	0.188	0.376	-0.85	0.840	-0.2422	0.3578	0.6578
7	2.646	0.174	0.348	-0.85	0.852	-0.3655	0.3345	0.6845
8	2.828	0.163	0.325	-0.85	0.862	-0.4941	0.3059	0.7059
9	3.000	0.153	0.307	-0.85	0.870	-0.6270	0.2730	0.7230
10	3.162	0.145	0.291	-0.85	0.876	-0.7635	0.2365	0.7365
11	3.317	0.139	0.277	-0.85	0.882	-0.9032	0.1968	0.7468
12	3.464	0.133	0.266	-0.85	0.887	-1.0455	0.1545	0.7545
13	3.606	0.128	0.255	-0.85	0.892	-1.1902	0.1098	0.7598
14	3.742	0.123	0.246	-0.85	0.896	-1.3370	0.0630	0.7630
15	3.873	0.119	0.238	-0.85	0.899	-1.4857	0.0143	0.7635
16	4.000	0.115	0.230	-0.85	0.902	-1.6360	-0.0360	0.7629
17	4.123	0.112	0.223	-0.85	0.905	-1.7879	-0.0879	0.7621
18	4.243	0.108	0.217	-0.85	0.908	-1.9411	-0.1411	0.7589
19	4.359	0.106	0.211	-0.85	0.910	-2.0957	-0.1957	0.7543
20	4.472	0.103	0.206	-0.85	0.913	-2.2514	-0.2514	0.7486
21	4.583	0.100	0.201	-0.85	0.915	-2.4082	-0.3082	0.7418
22	4.690	0.098	0.196	-0.85	0.917	-2.5660	-0.3660	0.7340
23	4.796	0.096	0.192	-0.85	0.918	-2.7248	-0.4248	0.7252
24	4.899	0.094	0.188	-0.85	0.920	-2.8845	-0.4845	0.7155
25	5.000	0.092	0.184	-0.85	0.922	-3.0450	-0.5450	0.7050
26	5.099	0.090	0.180	-0.85	0.923	-3.2063	-0.6063	0.6937
27	5.196	0.089	0.177	-0.85	0.925	-3.3683	-0.6683	0.6817
28	5.292	0.087	0.174	-0.85	0.926	-3.5310	-0.7310	0.6690
29	5.385	0.085	0.171	-0.85	0.927	-3.6944	-0.7944	0.6556
30	5.477	0.084	0.168	-0.85	0.929	-3.8584	-0.8584	0.6416
31	5.568	0.083	0.165	-0.85	0.930	-4.0230	-0.9230	0.6270
32	5.657	0.081	0.163	-0.85	0.931	-4.1882	-0.9882	0.6118
33	5.745	0.080	0.160	-0.85	0.932	-4.3539	-1.0539	0.5961
34	5.831	0.079	0.158	-0.85	0.933	-4.5201	-1.1201	0.5799
35	5.916	0.078	0.156	-0.85	0.934	-4.6868	-1.1868	0.5632
36	6.000	0.077	0.153	-0.85	0.935	-4.8540	-1.2540	0.5460
37	6.083	0.076	0.151	-0.85	0.936	-5.0216	-1.3216	0.5284
38	6.164	0.075	0.149	-0.85	0.937	-5.1897	-1.3897	0.5103
39	6.245	0.074	0.147	-0.85	0.937	-5.3582	-1.4582	0.4918
40	6.325	0.073	0.145	-0.85	0.938	-5.5271	-1.5271	0.4729
41	6.403	0.072	0.144	-0.85	0.939	-5.6964	-1.5964	0.4536

Tableau.III.5 : calcul Laminage de la crue par la méthode de HILDENBLAT.

Tps (heures)	Q (m ³ /s)	Q _{moy} (m ³ /s)	Q _{moy-q} (m ³ /s)	(Q _{moy-q})Δt (Mm ³)	V+ $\frac{1}{2}$ qΔt (Mm ³)	Q (m ³ /s)
0	0.00	2.01	2.01	0.002	5.145	0.000
0.3	4.01	10.03	9.49	0.010	5.14717	0.540
0.6	16.05	26.08	25.21	0.027	5.15742	0.872
0.9	36.11	50.15	47.32	0.051	5.18464	2.832
1.2	64.20	82.25	75.81	0.082	5.23575	6.441
1.5	100.31	122.38	109.80	0.119	5.31763	12.578
1.8	144.44	170.52	146.57	0.158	5.43621	23.951
2.1	196.60	226.70	186.45	0.201	5.59451	40.251
2.4	256.79	290.90	228.40	0.247	5.79587	62.499
2.7	325.00	299.39	207.75	0.224	6.04254	91.647
3	273.79	251.02	131.07	0.142	6.26691	119.952
3.3	228.26	208.17	70.05	0.076	6.40846	138.122
3.6	188.08	170.50	22.52	0.024	6.48411	147.977
3.9	152.91	137.67	-13.44	-0.015	6.50843	151.114
4.2	122.43	109.36	-37.74	-0.041	6.49392	147.100
4.5	96.30	85.23	-58.77	-0.063	6.45316	144.000
4.8	74.17	64.95	-72.55	-0.078	6.38970	137.500
5.1	55.73	48.18	-77.30	-0.083	6.31134	125.480
5.4	40.63	34.58	-80.50	-0.087	6.22785	115.080
5.7	28.53	23.82	-80.39	-0.087	6.14091	104.210
6	19.11	15.58	-77.40	-0.084	6.05409	92.980
6.3	12.04	9.50	-73.88	-0.080	5.97050	83.380
6.6	6.97	5.27	-68.70	-0.074	5.89071	73.970
6.9	3.57	2.54	-62.46	-0.067	5.81651	65.000
7.2	1.50	0.98	-56.02	-0.061	5.74905	57.000
7.5	0.45	0.25	-50.19	-0.054	5.68854	50.440
7.8	0.06	0.03	-44.48	-0.048	5.63434	44.510
8.1	0.00	0.00	-39.00	-0.042	5.58629	39.000
8.4	0.00	0.00	-34.72	-0.037	5.54417	34.720
8.7	0.00	0.00	-30.57	-0.033	5.50668	30.570
9	0.00	0.00	-27.00	-0.029	5.47366	27.000
9.3	0.00	0.00	-24.82	-0.027	5.44450	24.820
9.6	0.00	0.00	-22.00	-0.024	5.41770	22.000
9.9	0.00	0.00	-19.88	-0.021	5.39394	19.880
10.2	0.00	0.00	-17.81	-0.019	5.37247	17.810
10.5	0.00	0.00	-15.93	-0.017	5.35323	15.930
10.8	0.00	0.00	-14.30	-0.015	5.33603	14.300
11.1	0.00	0.00	-12.88	-0.014	5.32058	12.880
11.4	0.00	0.00	-11.00	-0.012	5.30667	11.000

11.7	0.00	0.00	-10.11	-0.011	5.29479	10.110
12	0.00	0.00	-9.80	-0.011	5.28387	9.800
12.3	0.00	0.00	-8.90	-0.010	5.27329	8.900
12.6	0.00	0.00	-8.43	-0.009	5.26368	8.430
12.9	0.00	0.00	-7.44	-0.008	5.25457	7.440
13.2	0.00	0.00	-7.02	-0.008	5.24654	7.020
13.5	0.00	0.00	-6.60	-0.007	5.23896	6.600
13.8	0.00	0.00	-6.21	-0.007	5.23183	6.210
14.1	0.00	0.00	-5.60	-0.006	5.22512	5.600
14.4	0.00	0.00	-5.20	-0.006	5.21907	5.200
14.7	0.00	0.00	-4.80	-0.005	5.21346	4.800
15	0.00	0.00	-4.50	-0.005	5.20827	4.500
15.3	0.00	0.00	-3.97	-0.004	5.20341	3.970
15.6	0.00	0.00	-3.81	-0.004	5.19913	3.810
15.9	0.00	0.00	-3.54	-0.004	5.19501	3.540
16.2	0.00	0.00	-3.35	-0.004	5.19119	3.35
16.5	0.00	0.00	-2.75	-0.003	5.18757	2.75
16.8	0.00	0.00	-2.65	-0.003	5.18460	2.65
17.1	0.00	0.00	-2.55	-0.003	5.18174	2.55
17.4	0.00	0.00	-2.41	-0.003	5.17898	2.41
17.7	0.00	0.00	-2.35	-0.003	5.17638	2.35
18	0.00	0.00	-2.15	-0.002	5.17384	2.15
18.3	0.00	0.00	-2.10	-0.002	5.17152	2.1
18.6	0.00	0.00	-1.96	-0.002	5.16925	1.96
18.9	0.00	0.00	-1.85	-0.002	5.16714	1.85
19.2	0.00	0.00	-1.65	-0.002	5.16514	1.65
19.5	0.00	0.00	-1.27	-0.001	5.16336	1.27
19.8	0.00	0.00	-1.20	-0.001	5.16198	1.2
20.1	0.00	0.00	-1.13	-0.001	5.16069	1.13
20.4	0.00	0.00	-0.99	-0.001	5.15947	0.99
20.7	0.00	0.00	-0.92	-0.001	5.15840	0.92
21	0.00	0.00	-0.84	-0.001	5.15741	0.840
21.3	0.00	0.00	-0.75	-0.001	5.15650	0.750
21.6	0.00	0.00	-0.73	-0.001	5.15569	0.730
21.9	0.00	0.00	-0.69	-0.001	5.15490	0.690
22.2	0.00	0.00	-0.56	-0.001	5.15415	0.555
22.5	0.00	0.00	-0.45	0.000	5.15356	0.445
22.8	0.00	0.00	-0.34	0.000	5.15307	0.335
23.1	0.00	0.00	-0.23	0.000	5.15271	0.225
23.4	0.00	0.00	-0.20	0.000	5.15247	0.199
23.7	0.00	0.00	-0.15	0.000	5.15225	0.150
24	0.00	0.00	0.00	0.000	5.14500	0.000

Tableau.III.6.1 : calcul Laminage de la crue par la méthode de STEP BY STEP.

pour: b=5m									
Tps (h)	Q (m ³ /s)	Q _{moy} (m ³ /s)	V _{ent} (Mm ³)	V _{total} (Mm ³)	▼cote (mNGA)	H _d (m)	q (m ³ /s)	V _{sort} (Mm ³)	V _f (Mm ³)
0	0.00	0.00	0.00	5.145	112.871	0.000	0.000	0.000	0.000
0.9	36.11	18.06	0.06	5.203	112.963	0.092	0.620	0.002	0.058
1.8	144.44	90.28	0.29	5.494	113.413	0.542	8.834	0.029	0.349
2.7	325.00	234.72	0.76	6.226	114.492	1.621	45.710	0.148	1.081
3.6	188.08	256.54	0.83	6.909	115.441	2.570	91.234	0.296	1.764
4.5	96.30	142.19	0.46	7.074	115.662	2.792	103.304	0.335	1.929
5.4	40.63	68.47	0.22	6.961	115.511	2.640	95.013	0.308	1.816
6.3	12.04	26.34	0.09	6.739	115.209	2.338	79.172	0.257	1.594
7.2	1.50	6.77	0.02	6.504	114.884	2.014	63.284	0.205	1.359
8.1	0.00	0.75	0.00	6.301	114.599	1.729	50.334	0.163	1.156
9	0.00	0.00	0.00	6.138	114.366	1.496	40.512	0.131	0.993
9.9	0.00	0.00	0.00	6.007	114.177	1.306	33.050	0.107	0.862
10.8	0.00	0.00	0.00	5.900	114.020	1.149	27.291	0.088	0.755
11.7	0.00	0.00	0.00	5.812	113.890	1.019	22.783	0.074	0.667
12.6	0.00	0.00	0.00	5.738	113.780	0.909	19.207	0.062	0.593
13.5	0.00	0.00	0.00	5.676	113.687	0.816	16.337	0.053	0.531
14.4	0.00	0.00	0.00	5.623	113.608	0.737	14.009	0.045	0.478
15.3	0.00	0.00	0.00	5.577	113.539	0.668	12.101	0.039	0.432
16.2	0.00	0.00	0.00	5.538	113.480	0.609	10.523	0.034	0.393
17.1	0.00	0.00	0.00	5.504	113.428	0.557	9.208	0.030	0.359
18	0.00	0.00	0.00	5.474	113.382	0.512	8.102	0.026	0.329
18.9	0.00	0.00	0.00	5.448	113.342	0.471	7.167	0.023	0.303
19.8	0.00	0.00	0.00	5.425	113.307	0.436	6.370	0.021	0.280
20.7	0.00	0.00	0.00	5.404	113.275	0.404	5.687	0.018	0.259
21.6	0.00	0.00	0.00	5.386	113.246	0.376	5.098	0.017	0.241
22.5	0.00	0.00	0.00	5.369	113.221	0.350	4.588	0.015	0.224
23.4	0.00	0.00	0.00	5.354	113.198	0.327	4.144	0.013	0.209
24.3	0.00	0.00	0.00	5.341	113.177	0.306	3.755	0.012	0.196
25.2	0.00	0.00	0.00	5.329	113.158	0.287	3.414	0.011	0.184
26.1	0.00	0.00	0.00	5.318	113.141	0.270	3.113	0.010	0.173
27	0.00	0.00	0.00	5.307	113.125	0.255	2.846	0.009	0.162
27.9	0.00	0.00	0.00	5.298	113.111	0.240	2.609	0.008	0.153
28.8	0.00	0.00	0.00	5.290	113.098	0.227	2.398	0.008	0.145
29.7	0.00	0.00	0.00	5.282	113.086	0.215	2.209	0.007	0.137
30.6	0.00	0.00	0.00	5.275	113.075	0.204	2.039	0.007	0.130

Tableau.III.6.2 : calcul Laminage de la crue par la méthode de STEP BY STEP.

pour: b=10m									
Tps (h)	Q (m ³ /s)	Q _{moy} (m ³ /s)	V _{ent} (Mm ³)	V _{total} (Mm ³)	▼cote (mNGA)	H _d (m)	q (m ³ /s)	V _{sort} (Mm ³)	V _f (Mm ³)
0	0.00	0.00	0.00	5.145	112.871	0.000	0.000	0.000	0.000
0.9	36.11	18.06	0.06	5.203	112.963	0.092	1.240	0.004	0.058
1.8	144.44	90.28	0.29	5.492	113.410	0.539	17.518	0.057	0.347
2.7	325.00	234.72	0.76	6.196	114.449	1.578	87.799	0.284	1.051
3.6	188.08	256.54	0.83	6.742	115.214	2.343	158.872	0.515	1.597
4.5	96.30	142.19	0.46	6.688	115.140	2.269	151.387	0.490	1.543
5.4	40.63	68.47	0.22	6.420	114.766	1.896	115.598	0.375	1.275
6.3	12.04	26.34	0.09	6.130	114.355	1.484	80.106	0.260	0.985
7.2	1.50	6.77	0.02	5.893	114.010	1.139	53.837	0.174	0.748
8.1	0.00	0.75	0.00	5.721	113.755	0.884	36.828	0.119	0.576
9	0.00	0.00	0.00	5.602	113.576	0.705	26.226	0.085	0.457
9.9	0.00	0.00	0.00	5.517	113.447	0.576	19.379	0.063	0.372
10.8	0.00	0.00	0.00	5.454	113.351	0.480	14.751	0.048	0.309
11.7	0.00	0.00	0.00	5.406	113.278	0.407	11.505	0.037	0.261
12.6	0.00	0.00	0.00	5.369	113.220	0.350	9.157	0.030	0.224
13.5	0.00	0.00	0.00	5.339	113.175	0.304	7.414	0.024	0.194
14.4	0.00	0.00	0.00	5.315	113.137	0.266	6.093	0.020	0.170
15.3	0.00	0.00	0.00	5.295	113.107	0.236	5.071	0.016	0.150
16.2	0.00	0.00	0.00	5.279	113.081	0.210	4.268	0.014	0.134
17.1	0.00	0.00	0.00	5.265	113.059	0.189	3.628	0.012	0.120
18	0.00	0.00	0.00	5.253	113.041	0.170	3.111	0.010	0.108
18.9	0.00	0.00	0.00	5.243	113.025	0.154	2.689	0.009	0.098
19.8	0.00	0.00	0.00	5.234	113.012	0.141	2.341	0.008	0.089
20.7	0.00	0.00	0.00	5.227	113.000	0.129	2.051	0.007	0.082
21.6	0.00	0.00	0.00	5.220	112.989	0.119	1.808	0.006	0.075
22.5	0.00	0.00	0.00	5.214	112.980	0.109	1.602	0.005	0.069
23.4	0.00	0.00	0.00	5.209	112.972	0.101	1.426	0.005	0.064
24.3	0.00	0.00	0.00	5.205	112.965	0.094	1.275	0.004	0.060
25.2	0.00	0.00	0.00	5.200	112.958	0.087	1.145	0.004	0.055
26.1	0.00	0.00	0.00	5.197	112.952	0.082	1.033	0.003	0.052
27	0.00	0.00	0.00	5.193	112.947	0.076	0.934	0.003	0.048
27.9	0.00	0.00	0.00	5.190	112.942	0.072	0.848	0.003	0.045
28.8	0.00	0.00	0.00	5.188	112.938	0.067	0.773	0.003	0.043
29.7	0.00	0.00	0.00	5.185	112.934	0.063	0.706	0.002	0.040
30.6	0.00	0.00	0.00	5.183	112.931	0.060	0.646	0.002	0.038

Tableau.III.6.3 : calcul Laminage de la crue par la méthode de STEP BY STEP.

pour: b=20m									
Tps (h)	Q (m ³ /s)	Q _{moy} (m ³ /s)	V _{ent} (Mm ³)	V _{total} (Mm ³)	▼cote (mNGA)	H _d (m)	q (m ³ /s)	V _{sort} (Mm ³)	V _f (Mm ³)
0	0.00	0.00	0.00	5.145	112.871	0.000	0.000	0.000	0.000
0.9	36.11	18.06	0.06	5.203	112.963	0.092	2.480	0.008	0.058
1.8	144.44	90.28	0.29	5.488	113.403	0.533	34.440	0.112	0.343
2.7	325.00	234.72	0.76	6.137	114.364	1.494	161.697	0.524	0.992
3.6	188.08	256.54	0.83	6.444	114.801	1.930	237.500	0.770	1.299
4.5	96.30	142.19	0.46	6.135	114.362	1.491	161.343	0.523	0.990
5.4	40.63	68.47	0.22	5.834	113.924	1.053	95.694	0.310	0.689
6.3	12.04	26.34	0.09	5.610	113.588	0.717	53.827	0.174	0.465
7.2	1.50	6.77	0.02	5.457	113.356	0.486	29.987	0.097	0.312
8.1	0.00	0.75	0.00	5.363	113.211	0.340	17.562	0.057	0.218
9	0.00	0.00	0.00	5.306	113.123	0.252	11.193	0.036	0.161
9.9	0.00	0.00	0.00	5.269	113.066	0.195	7.646	0.025	0.124
10.8	0.00	0.00	0.00	5.245	113.027	0.157	5.490	0.018	0.100
11.7	0.00	0.00	0.00	5.227	113.000	0.129	4.092	0.013	0.082
12.6	0.00	0.00	0.00	5.214	112.979	0.108	3.142	0.010	0.069
13.5	0.00	0.00	0.00	5.203	112.963	0.092	2.470	0.008	0.058
14.4	0.00	0.00	0.00	5.195	112.950	0.079	1.981	0.006	0.050
15.3	0.00	0.00	0.00	5.189	112.940	0.069	1.615	0.005	0.044
16.2	0.00	0.00	0.00	5.184	112.932	0.061	1.336	0.004	0.039
17.1	0.00	0.00	0.00	5.179	112.925	0.054	1.118	0.004	0.034
18	0.00	0.00	0.00	5.176	112.919	0.049	0.947	0.003	0.031
18.9	0.00	0.00	0.00	5.173	112.914	0.044	0.809	0.003	0.028
19.8	0.00	0.00	0.00	5.170	112.910	0.040	0.697	0.002	0.025
20.7	0.00	0.00	0.00	5.168	112.907	0.036	0.605	0.002	0.023
21.6	0.00	0.00	0.00	5.166	112.904	0.033	0.529	0.002	0.021
22.5	0.00	0.00	0.00	5.164	112.901	0.030	0.465	0.002	0.019
23.4	0.00	0.00	0.00	5.163	112.899	0.028	0.411	0.001	0.018
24.3	0.00	0.00	0.00	5.161	112.897	0.026	0.365	0.001	0.016
25.2	0.00	0.00	0.00	5.160	112.895	0.024	0.326	0.001	0.015
26.1	0.00	0.00	0.00	5.159	112.893	0.022	0.293	0.001	0.014
27	0.00	0.00	0.00	5.158	112.891	0.021	0.263	0.001	0.013
27.9	0.00	0.00	0.00	5.157	112.890	0.019	0.238	0.001	0.012
28.8	0.00	0.00	0.00	5.156	112.889	0.018	0.216	0.001	0.011
29.7	0.00	0.00	0.00	5.156	112.888	0.017	0.197	0.001	0.011
30.6	0.00	0.00	0.00	5.155	112.887	0.016	0.179	0.001	0.010

Tableau.III.6.4: calcul Laminage de la crue par la méthode de STEP BY STEP.

pour: b=30m									
Tps (h)	Q (m ³ /s)	Q _{moy} (m ³ /s)	V _{ent} (Mm ³)	V _{total} (Mm ³)	▼cote (mNGA)	H _d (m)	q (m ³ /s)	V _{sort} (Mm ³)	V _f (Mm ³)
0	0.00	0.00	0.00	5.145	112.871	0.000	0.000	0.000	0.000
0.9	36.11	18.06	0.06	5.203	112.963	0.092	3.721	0.012	0.058
1.8	144.44	90.28	0.29	5.484	113.397	0.527	50.770	0.164	0.339
2.7	325.00	234.72	0.76	6.080	114.282	1.411	222.830	0.722	0.935
3.6	188.08	256.54	0.83	6.189	114.439	1.569	261.053	0.846	1.044
4.5	96.30	142.19	0.46	5.804	113.879	1.008	134.449	0.436	0.659
5.4	40.63	68.47	0.22	5.590	113.559	0.688	75.835	0.246	0.445
6.3	12.04	26.34	0.09	5.430	113.315	0.444	39.281	0.127	0.285
7.2	1.50	6.77	0.02	5.325	113.152	0.281	19.814	0.064	0.180
8.1	0.00	0.75	0.00	5.263	113.056	0.185	10.578	0.034	0.118
9	0.00	0.00	0.00	5.228	113.002	0.131	6.332	0.021	0.083
9.9	0.00	0.00	0.00	5.208	112.970	0.099	4.155	0.013	0.063
10.8	0.00	0.00	0.00	5.195	112.949	0.078	2.900	0.009	0.050
11.7	0.00	0.00	0.00	5.185	112.934	0.063	2.117	0.007	0.040
12.6	0.00	0.00	0.00	5.178	112.923	0.053	1.599	0.005	0.033
13.5	0.00	0.00	0.00	5.173	112.915	0.044	1.241	0.004	0.028
14.4	0.00	0.00	0.00	5.169	112.909	0.038	0.984	0.003	0.024
15.3	0.00	0.00	0.00	5.166	112.904	0.033	0.796	0.003	0.021
16.2	0.00	0.00	0.00	5.163	112.900	0.029	0.653	0.002	0.018
17.1	0.00	0.00	0.00	5.161	112.896	0.026	0.543	0.002	0.016
18	0.00	0.00	0.00	5.159	112.894	0.023	0.457	0.001	0.014
18.9	0.00	0.00	0.00	5.158	112.891	0.020	0.389	0.001	0.013
19.8	0.00	0.00	0.00	5.157	112.889	0.018	0.333	0.001	0.012
20.7	0.00	0.00	0.00	5.156	112.888	0.017	0.288	0.001	0.011
21.6	0.00	0.00	0.00	5.155	112.886	0.015	0.251	0.001	0.010
22.5	0.00	0.00	0.00	5.154	112.885	0.014	0.220	0.001	0.009
23.4	0.00	0.00	0.00	5.153	112.884	0.013	0.194	0.001	0.008
24.3	0.00	0.00	0.00	5.153	112.883	0.012	0.172	0.001	0.008
25.2	0.00	0.00	0.00	5.152	112.882	0.011	0.153	0.000	0.007
26.1	0.00	0.00	0.00	5.151	112.881	0.010	0.137	0.000	0.006
27	0.00	0.00	0.00	5.151	112.880	0.010	0.123	0.000	0.006
27.9	0.00	0.00	0.00	5.151	112.880	0.009	0.111	0.000	0.006
28.8	0.00	0.00	0.00	5.150	112.879	0.008	0.101	0.000	0.005
29.7	0.00	0.00	0.00	5.150	112.879	0.008	0.091	0.000	0.005
30.6	0.00	0.00	0.00	5.150	112.878	0.007	0.083	0.000	0.005

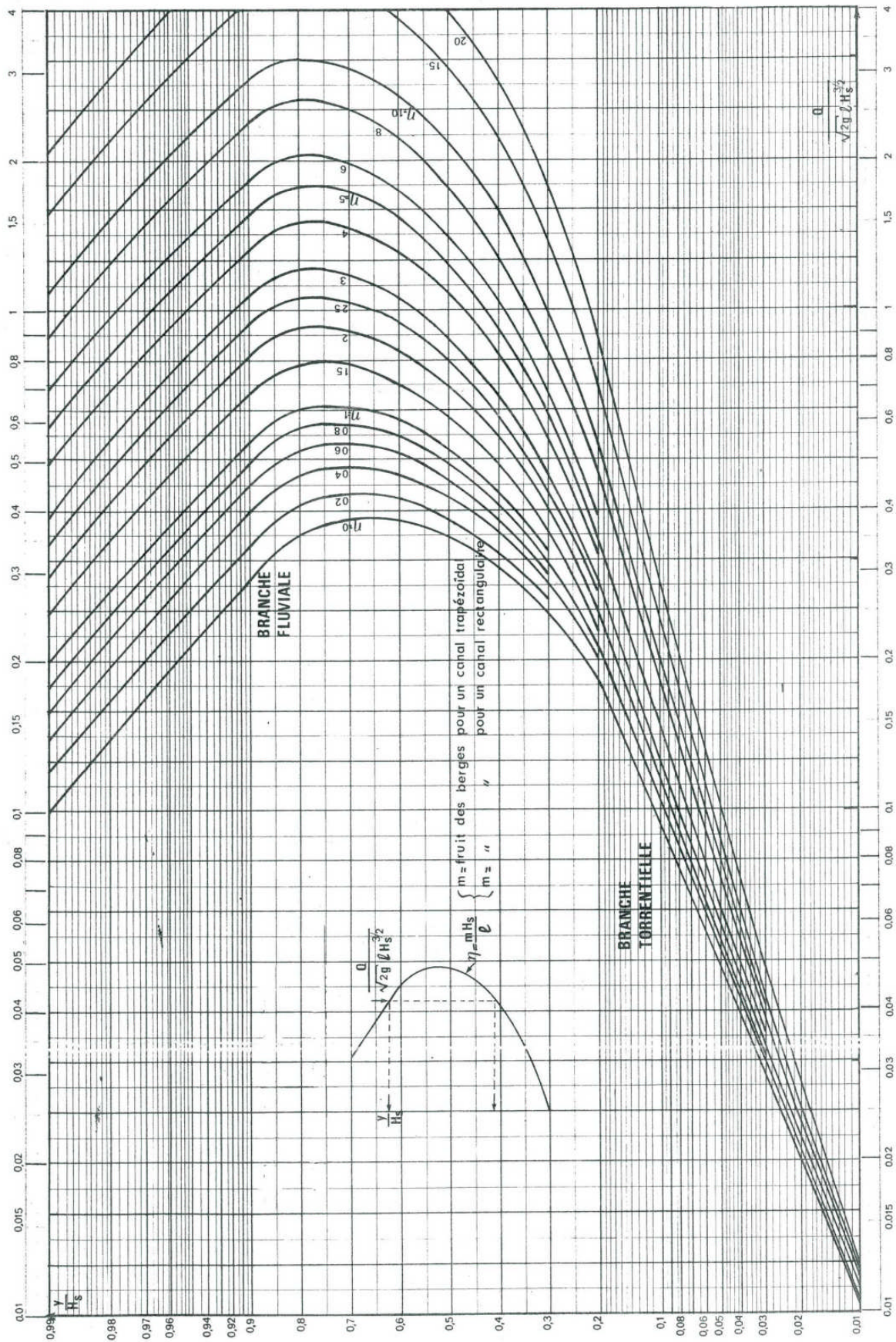
pour: b=40m									
Tps (h)	Q (m ³ /s)	Q _{moy} (m ³ /s)	V _{ent} (Mm ³)	V _{total} (Mm ³)	▼cote (mNGA)	H _d (m)	q (m ³ /s)	V _{sort} (Mm ³)	V _f (Mm ³)
0	0.00	0.00	0.00	5.145	112.871	0.000	0.000	0.000	0.000
0.9	36.11	18.06	0.06	5.203	112.963	0.092	4.961	0.016	0.058
1.8	144.44	90.28	0.29	5.480	113.391	0.520	66.513	0.216	0.335
2.7	325.00	234.72	0.76	6.025	114.203	1.332	272.295	0.882	0.880
3.6	188.08	256.54	0.83	5.974	114.128	1.257	249.830	0.809	0.829
4.5	96.30	142.19	0.46	5.625	113.611	0.741	112.925	0.366	0.480
5.4	40.63	68.47	0.22	5.481	113.393	0.522	66.847	0.217	0.336
6.3	12.04	26.34	0.09	5.350	113.191	0.320	32.124	0.104	0.205
7.2	1.50	6.77	0.02	5.268	113.063	0.193	14.985	0.049	0.123
8.1	0.00	0.75	0.00	5.222	112.991	0.121	7.413	0.024	0.077
9	0.00	0.00	0.00	5.198	112.954	0.083	4.222	0.014	0.053
9.9	0.00	0.00	0.00	5.184	112.932	0.061	2.688	0.009	0.039
10.8	0.00	0.00	0.00	5.175	112.918	0.048	1.838	0.006	0.030
11.7	0.00	0.00	0.00	5.169	112.909	0.038	1.321	0.004	0.024
12.6	0.00	0.00	0.00	5.165	112.902	0.031	0.987	0.003	0.020
13.5	0.00	0.00	0.00	5.162	112.897	0.026	0.759	0.002	0.017
14.4	0.00	0.00	0.00	5.159	112.893	0.022	0.598	0.002	0.014
15.3	0.00	0.00	0.00	5.157	112.890	0.019	0.480	0.002	0.012
16.2	0.00	0.00	0.00	5.156	112.888	0.017	0.392	0.001	0.011
17.1	0.00	0.00	0.00	5.154	112.886	0.015	0.325	0.001	0.009
18	0.00	0.00	0.00	5.153	112.884	0.013	0.272	0.001	0.008
18.9	0.00	0.00	0.00	5.153	112.883	0.012	0.231	0.001	0.008
19.8	0.00	0.00	0.00	5.152	112.882	0.011	0.197	0.001	0.007
20.7	0.00	0.00	0.00	5.151	112.881	0.010	0.170	0.001	0.006
21.6	0.00	0.00	0.00	5.151	112.880	0.009	0.148	0.000	0.006
22.5	0.00	0.00	0.00	5.150	112.879	0.008	0.129	0.000	0.005
23.4	0.00	0.00	0.00	5.150	112.878	0.007	0.114	0.000	0.005
24.3	0.00	0.00	0.00	5.149	112.878	0.007	0.101	0.000	0.004
25.2	0.00	0.00	0.00	5.149	112.877	0.006	0.090	0.000	0.004
26.1	0.00	0.00	0.00	5.149	112.877	0.006	0.080	0.000	0.004
27	0.00	0.00	0.00	5.148	112.876	0.005	0.072	0.000	0.003
27.9	0.00	0.00	0.00	5.148	112.876	0.005	0.065	0.000	0.003
28.8	0.00	0.00	0.00	5.148	112.876	0.005	0.058	0.000	0.003
29.7	0.00	0.00	0.00	5.148	112.875	0.004	0.053	0.000	0.003
30.6	0.00	0.00	0.00	5.148	112.875	0.004	0.048	0.000	0.003

Tableau.III.6.5: calcul Laminage de la crue par la méthode de STEP BY STEP.

Tableau.III.6.6: calcul Laminage de la crue par la méthode de STEP BY STEP.

pour: b=50m									
Tps (h)	Q (m ³ /s)	Q _{moy} (m ³ /s)	V _{ent} (Mm ³)	V _{total} (Mm ³)	▼cote (mNGA)	H _d (m)	q (m ³ /s)	V _{sort} (Mm ³)	V _f (Mm ³)
0	0.00	0.00	0.00	5.145	112.871	0.000	0.000	0.000	0.000
0.9	36.11	18.06	0.06	5.203	112.963	0.092	6.201	0.020	0.058
1.8	144.44	90.28	0.29	5.476	113.385	0.514	81.674	0.265	0.331
2.7	325.00	234.72	0.76	5.972	114.125	1.254	311.150	1.008	0.827
3.6	188.08	256.54	0.83	5.795	113.865	0.994	219.547	0.711	0.650
4.5	96.30	142.19	0.46	5.544	113.489	0.618	107.667	0.349	0.399
5.4	40.63	68.47	0.22	5.417	113.295	0.424	61.203	0.198	0.272
6.3	12.04	26.34	0.09	5.304	113.120	0.250	27.621	0.089	0.159
7.2	1.50	6.77	0.02	5.237	113.015	0.144	12.129	0.039	0.092
8.1	0.00	0.75	0.00	5.200	112.957	0.086	5.622	0.018	0.055
9	0.00	0.00	0.00	5.182	112.929	0.058	3.070	0.010	0.037
9.9	0.00	0.00	0.00	5.172	112.913	0.042	1.909	0.006	0.027
10.8	0.00	0.00	0.00	5.165	112.903	0.032	1.284	0.004	0.020
11.7	0.00	0.00	0.00	5.161	112.897	0.026	0.913	0.003	0.016
12.6	0.00	0.00	0.00	5.158	112.892	0.021	0.676	0.002	0.013
13.5	0.00	0.00	0.00	5.156	112.888	0.018	0.516	0.002	0.011
14.4	0.00	0.00	0.00	5.154	112.886	0.015	0.404	0.001	0.009
15.3	0.00	0.00	0.00	5.153	112.884	0.013	0.323	0.001	0.008
16.2	0.00	0.00	0.00	5.152	112.882	0.011	0.263	0.001	0.007
17.1	0.00	0.00	0.00	5.151	112.881	0.010	0.217	0.001	0.006
18	0.00	0.00	0.00	5.151	112.880	0.009	0.181	0.001	0.006
18.9	0.00	0.00	0.00	5.150	112.879	0.008	0.153	0.000	0.005
19.8	0.00	0.00	0.00	5.149	112.878	0.007	0.131	0.000	0.004
20.7	0.00	0.00	0.00	5.149	112.877	0.006	0.113	0.000	0.004
21.6	0.00	0.00	0.00	5.149	112.877	0.006	0.098	0.000	0.004
22.5	0.00	0.00	0.00	5.148	112.876	0.005	0.085	0.000	0.003
23.4	0.00	0.00	0.00	5.148	112.876	0.005	0.075	0.000	0.003
24.3	0.00	0.00	0.00	5.148	112.875	0.004	0.066	0.000	0.003
25.2	0.00	0.00	0.00	5.148	112.875	0.004	0.059	0.000	0.003
26.1	0.00	0.00	0.00	5.147	112.875	0.004	0.053	0.000	0.002
27	0.00	0.00	0.00	5.147	112.874	0.004	0.047	0.000	0.002
27.9	0.00	0.00	0.00	5.147	112.874	0.003	0.042	0.000	0.002
28.8	0.00	0.00	0.00	5.147	112.874	0.003	0.038	0.000	0.002
29.7	0.00	0.00	0.00	5.147	112.874	0.003	0.035	0.000	0.002
30.6	0.00	0.00	0.00	5.147	112.874	0.003	0.032	0.000	0.002

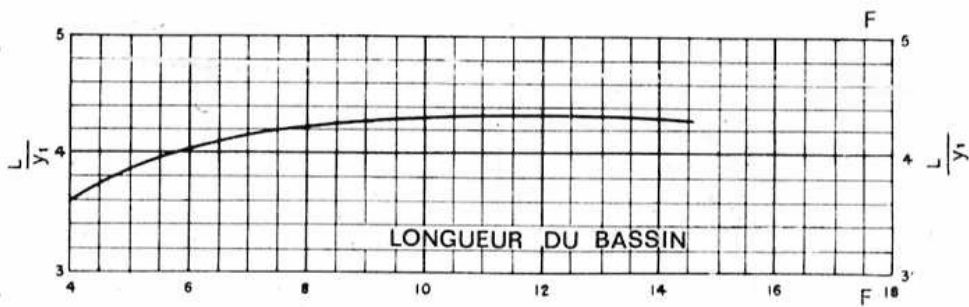
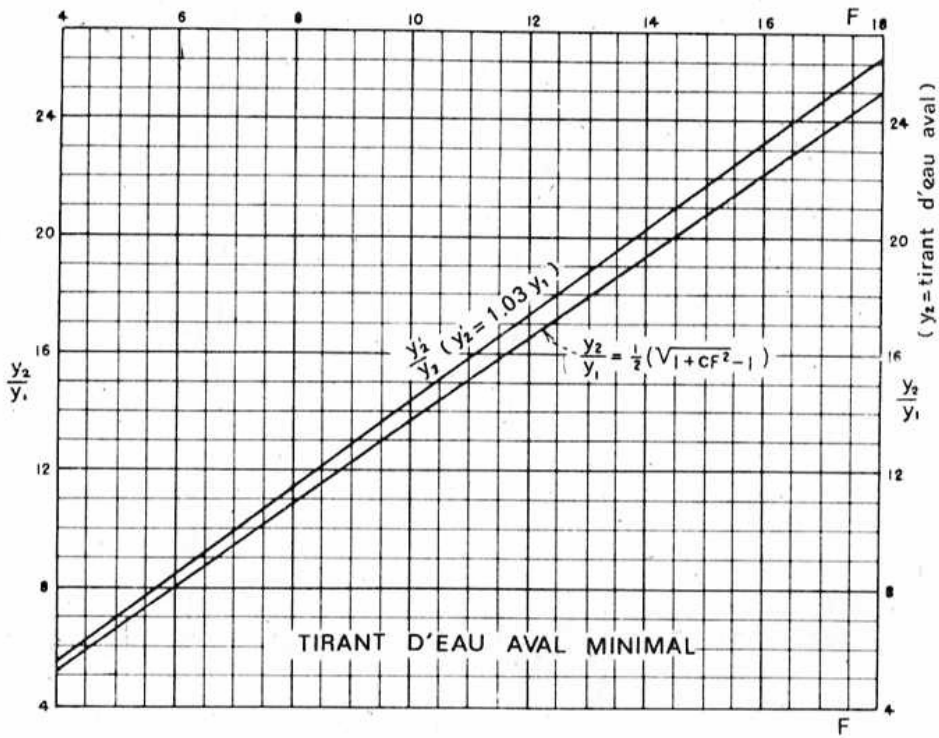
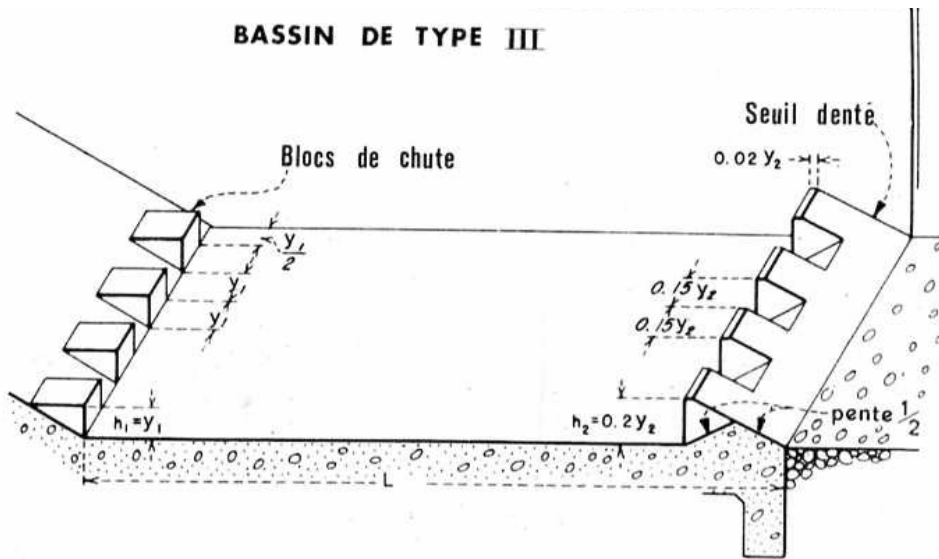
1-Abaque pour le calcul du tirant d'eau dans le coursier.



2- Détermination des caractéristiques du bassin de dissipation type III (USBR). (Extrait de «DESIGN

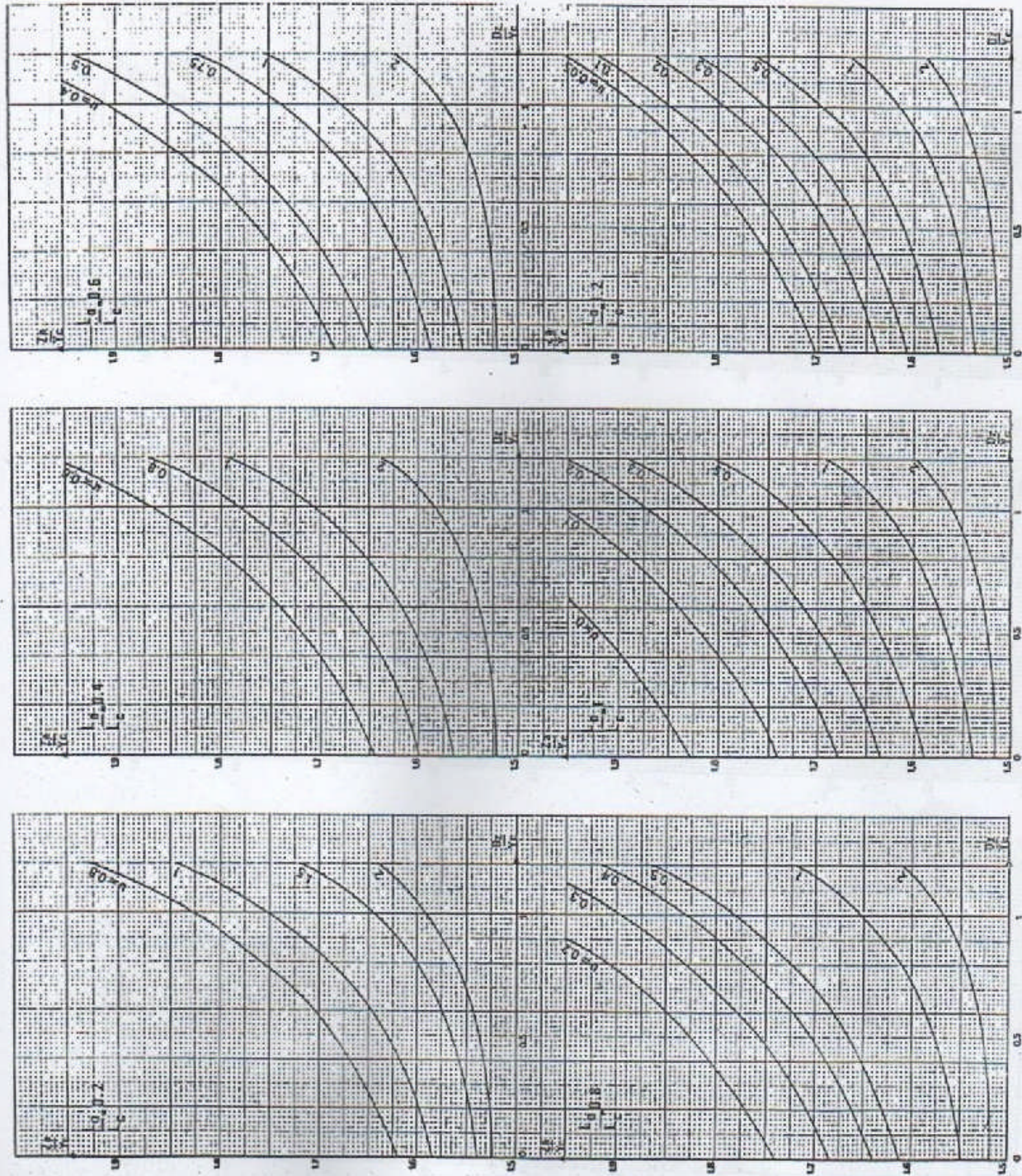
OF SMALL DAMS»)..

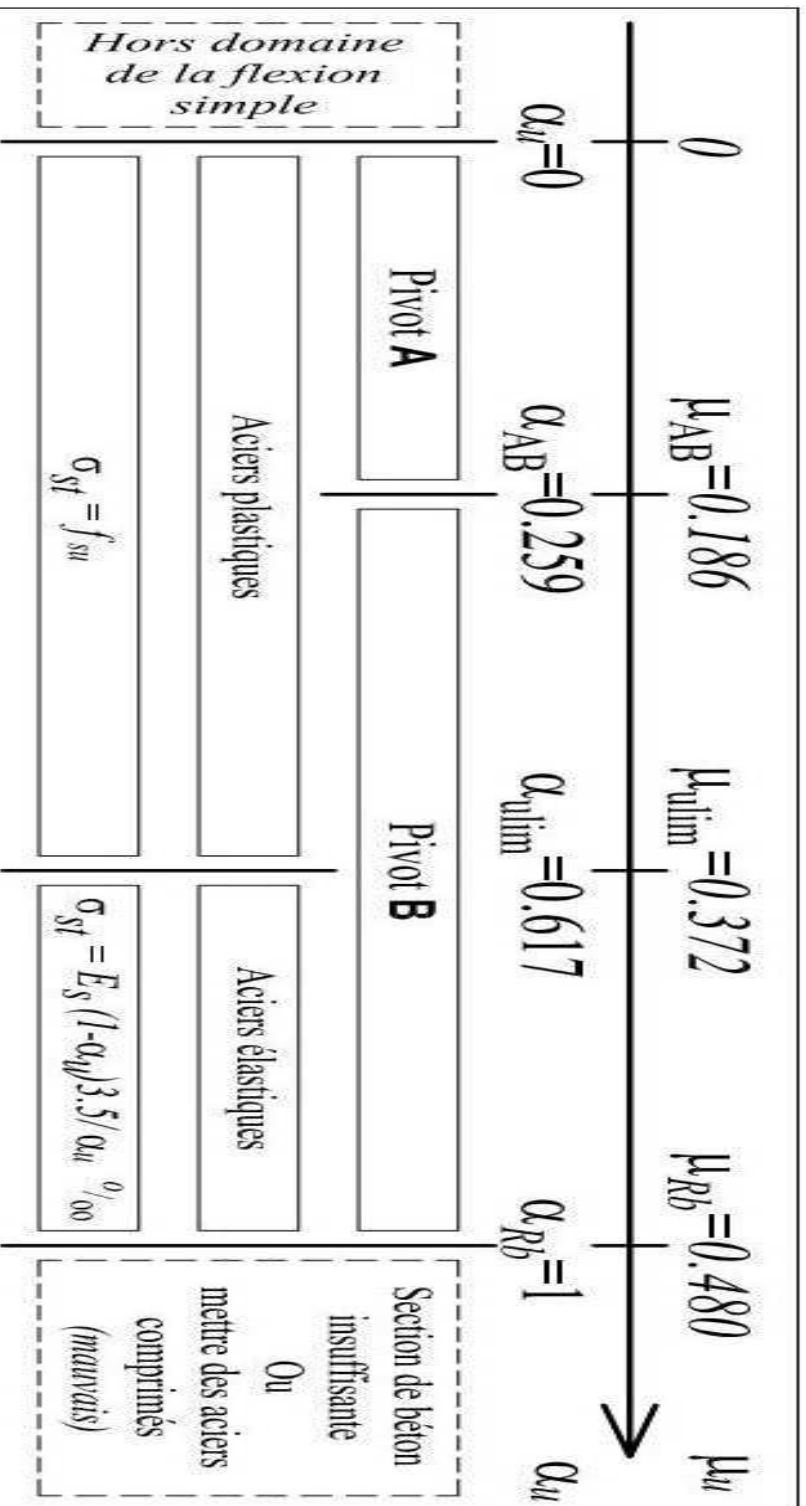
BASSIN DE TYPE III



3- Abaque de calcul hydraulique d'un évacuateur latéral. ($L_1/L_0 = 0.5$).

EVACUATEUR LATERAL $L_1/L_0 = 0.5$





Valeurs de α_u , du pivot et des la contrainte dans les aciers tendus σ_{st} en fonction de la valeur du moment ultime réduit μ_u .