



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT AMENAGEMENT ET GENIE HYDRAULIQUE

## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

THEME DU PROJET :

ETUDE D'AVANT PROJET DETAILLE DES OUVRAGES  
ANNEXES DU BARRAGE KOUDIAT ROSFA  
(W.TISSEMSILT)

**PRESENTE PAR :**  
**MEDDANE AHMED**

### Devant les membres du jury

<b>Nom et Prénoms</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
M <sup>me</sup> B.TOUAIBIA	Professeur	Présidente
M <sup>r</sup> M.BOUZIANE	M.A.A	Examineur
M <sup>r</sup> A.ZAROUAL	M.A.A	Examineur
M <sup>r</sup> M.BOUKHELIFA	M.A.B	Examineur
M <sup>me</sup> A.ADDOU	M.A.A	Promotrice

Juin - 2014



# Dédicaces

*Je dédie Ce Travail...*

✓ À MES CHERS PARENTS

*Je vous remercie pour tout le soutien et l'amour que vous me portez depuis mon enfance et j'espère que votre bénédiction m'accompagne toujours.*

✓ A MES CHERS ET ADORABLE FRERES ET SOEUR S

*Karima* la prunelle de mes yeux, *Safia* la douce au cœur si grand, *Naima* l'aimable, *Hakima* la fleur de la maison, *Ania* la lumière de ma vie, *Hocine* le généreux.

✓ A Ma GRANDE MERE.

✓ A LA MEMOIRE DE MES GRAND-PERES, ET MA  
GRANDE MERE.

✓ À MES CHERS ONCLES, TANTES, LEURS EPOUX ET  
ÉPOUSE

✓ A MES CHERS COUSINS COUSINES.

✓ À MES AMIS DE TOUJOURS : *Les anciens*

✓ À TOUTES LES PERSONNES QUI ON PARTICIPÉ  
AL'ÉLABORATION DE CE TRAVAIL.

✓ À TOUS CEUX QUE J'AI OMIS DE CITER.

*Meddane / Ahmed*



# Remerciements

*J'adresse en premier lieu ma reconnaissance à notre **DIEU** tout puissant, de m'avoir, donné le courage et la volonté pour mener à bien ce travail. Car sans lui rien n'est possible.*

*Au terme de cette étude, je tiens à exprimer ma profonde gratitude et mes vifs remerciements à Mme **ADDOU.A** (ma promotrice) de m'avoir fait bénéficier de ses compétences, ses qualités humaines et de sa disponibilité non seulement pour la réalisation de ce mémoire mais aussi durant tout le parcours de ma formation.*

*J'adresse mes sincères remerciements à **tous les professeurs, intervenants et toutes les personnes** qui par leurs paroles, leurs écrits, leurs conseils et leurs critiques ont guidé mes réflexions et ont accepté à me rencontrer et répondre à mes questions.*

*Je tiens à remercier **le président et les membres du jury** qui me feront l'honneur de juger mon travail.*

*Je remercie **mes très chers parents**, qui ont toujours été là pour moi, « Vous avez tout sacrifié pour vos enfants n'épargnant ni santé ni efforts. Vous m'avez donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance. Je suis redevable d'une éducation dont je suis fier »*

*Enfin, je remercie tous **mes Ami(e)s** que j'aime tant, **ghiles** (adhogal), **hacene** (l'heta), **moussa** (l'artiste), **sofiane** (kholyo), **oussama** (défavorable), **mooh** (bylka), **moh** (l'autonomie), **tofik** (anglais), **said** (méloda), **yazid** (USA), **karim** (baabaa), **ghiles** (chevel), **zahir** (chikh), **kelaleche** (rappeur), **arezki** (baaki), **mustapha** (mumus), **belkacem** (khoya ali), **ahmed** (gomez), **rezki** (abouiri), **belouar** (elmanque), **latif**, **bilal**, **sami**, **samy**, **hamza**, **karim**, **takfa**, **belkacem**, **mahrez**, **ghani**, **mazigh**, **redouane**, **nourdine**, **zaamoum**, **rosto**, **onouche**, **sofiane**, **sara**, **manel**, **aicha**, **kahina**, **hadjer18**, **ahlem**...*

*Pour leur sincère amitié et confiance, et à qui je dois ma reconnaissance et mon attachement.*

*À tous ces intervenants, je présente mes remerciements, mon respect et ma gratitude*

*Meddane / Ahmed*



## ملخص:

الهدف من بناء سد كودية رسفة بولاية تيسمسيلت هو سقي الأراضي الفلاحية المجاورة له، هو عبارة عن سد من تراب محمي من جهة الماء بطبقة من الإسمنت و مزود بجهاز مضاد للفيضانات على الجانب الأيمن من السد بكمية استيعاب تقدر بحوالي 46 مليون م<sup>3</sup> و يبلغ ارتفاع السد 58م. هذا العمل يتضمن الدراسة المدققة لما قبل إنجاز جهاز مضاد للفيضانات للسد ، حيث أن دراسة الجدوى من المشروع قدمت من طرف مكتب دراسات أجنبي.

## Résumé:

Le barrage KOUDIAT ROSFA dans la willaya de TISSEMSILT est destiné à l'irrigation des terres agricoles avoisinantes. C'est un barrage en terre avec un masque amont en béton et un évacuateur de crues latéral à entonnement latéral situé sur la rive droite. Le barrage a une hauteur de 58 m et un volume utile de 46 Mm<sup>3</sup>.

Notre travail consiste à réaliser l'étude d'APD des ouvrages annexes de ce barrage dont l'étude de faisabilité a été faite par le bureau d'étude étranger (HYDRO PROJET CENTRE).

## Abstract:

The dam of Koudiat Rosfa in willaya of TISSEMSILT is intended for the irrigation of the agricultural land adjacent. It is an earthen dam with a concrete upstream mask and a spale wase of raw lateral allow evacuation. The dam has a height of 58m and a useful volume equal to 46 Mm<sup>3</sup>. Our work involves the study of the priliminary detailed draft of the evacuator of raw of this dam, whose feasibility study has been made by the consulting firm (HYDRO PROJET CENTRE).



## SOMMAIRE

Introduction générale.....	1
----------------------------	---

### Chapitre I : Synthèse de l'étude de faisabilité

Introduction .....	2
I-1 Situation géographique et topographique .....	2
I-1-1 Localisation : .....	2
I-2 Cadre géologique général .....	4
I-3 Situation géologique .....	5
I-3-1 Reconnaissances réalisées .....	5
I-3-1-1 Sondages .....	5
I-3-1-2 Synthèse des essais géotechniques .....	6
I-3-1-3 Matériaux d'emprunt .....	7
I-3-2 Géologie du site .....	11
I-3-3 Sismicité de la zone d'étude .....	12
I.3.4. La Tectonique .....	13
I-3-5 Les matériaux de construction .....	14
I-3-6 Calculs estimatifs des volumes des agrégats .....	15
I.4. Conclusion .....	15

### Chapitre II : Etude hydrologique

Introduction.....	16
II-1 Le bassin versant .....	16
II-1-1 Caractéristiques physiques du bassin versant .....	16
II-1-2 Caractéristiques hydromorphologiques .....	16
II-1-3 Hypsométrie du bassin versant .....	18
II-1-3-1 Le relief .....	18
II-1-4 Caractéristiques hydrographique .....	20
I-1-4-1 le réseau hydrographique .....	20
II-3 Caractéristiques climatiques .....	23
II-3-1 températures .....	23
II-3-2 le vent .....	24
II-3-3 la pluviométrie .....	24



II-3-3-1 Homogénéisation des données .....	24
II-3-3-2 Etude fréquentielle des pluies maximales journalières .....	27
Conclusion .....	30
II-3-3-3 Pluies a courtes durée et leurs intensités .....	30
II-4 Etude des apports .....	33
II-4-1 Analogie avec la station de Fodda barrage (012108) .....	33
II-4-1-1 Caractéristiques de l'écoulement .....	33
II-4-1-2 Analyse fréquentielle des apports .....	34
II-4-2 Apport solide .....	36
II-5 Etude des crues .....	37
II-5-1 Hydrogrammes des crues .....	38
II-5-2 Choix de la crue du projet .....	40
II-5-3 Choix de la crue de chantier .....	40
II-6 Etude de Régularisation .....	41
II-6-1 les courbes caractéristiques .....	41
II-6-2 Calcul de volume utile .....	42
II-6-2-1 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes .....	43
II-6-2-2 Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes .....	44
II-7 Laminage des crues .....	46
II-7-1 La méthode de KOCHERINE .....	46
II-8 Etude d'optimisation .....	53
II-8-1 Calcul de la revanche .....	53
II-8-2 La largeur en crête .....	53
II-8-3 Calcul des coûts .....	54
Conclusion .....	55

### **Chapitre III : Etude des variantes de l'évacuateur des crues**

III-1 Généralités .....	56
III-1-1 Classification des évacuateurs des crues .....	56
III-1-2 Critères de choix de l'évacuateur des crues .....	56
III-1-3 Choix du type de l'évacuateur des crues .....	56
III-1-3-1 Choix de la rive favorable .....	57
III-2 Evacuateur latéral à entonnement frontal .....	58
III-2-1 Dimensionnement et calcul hydraulique .....	58
III-2-1-1 Canal d'approche .....	58



III-2-1-2 Le déversoir .....	60
III-2-1-3 Chenal d'écoulement .....	62
III-2-1-3 Calcul du convergent .....	65
III-2-1-3-1 La longueur du convergent .....	65
III-2-1-3-2 La profondeur à la fin du convergent .....	67
III-2-1-3-3 La vitesse à la sortie du convergent .....	67
III-2-1-4 Le Coursier .....	67
III-2-1-5 Bassin de dissipation .....	70
III-2-1-6 Canal de restitution .....	72
III-3 Evacuateur latéral à entonnement latéral .....	73
III-3-1 Dimensionnement et calcul hydraulique .....	73
III-3-2 Choix du bassin de dissipation .....	77
III-3-3 Canal de restitution .....	78
III-4 Calcul de la hauteur des murs bajoyers .....	78
III-4-1 Chenal d'écoulement .....	78
III-4-2 Le coursier .....	78
III-4-3 Le bassin de dissipation .....	78
III-5 Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier .....	79
III-5-1 Vérification de l'apparition des vagues roulantes .....	79
III-5-2 Le phénomène d'entraînement de l'air naturel .....	80
III-6 Choix de la variante la plus favorable .....	80
Conclusion .....	80

## **Chapitre IV : Etude génie civil**

Introduction .....	82
IV-1 Principes du calcul génie civil .....	82
IV-1-1 Calcul de stabilité .....	82
IV-1-1-1 Stabilité du déversoir .....	82
IV-1-1-2 Forces verticales .....	82
IV-1-1-3 Forces horizontales .....	85
IV-1-2 Stabilité au renversement .....	86
IV-1-3 Stabilité au glissement .....	86
IV-1-4 Stabilité au poinçonnement .....	86
IV-2 Stabilité des murs bajoyers .....	87



IV-2-1 Forces verticales .....	87
IV-2-2 Forces horizontales .....	88
IV-2-3 Stabilité au renversement .....	89
IV-2-4 Stabilité au glissement .....	89
IV-2-5 Stabilité au poinçonnement .....	90
IV-3 Calculs du ferrailage .....	90
IV-3-1 Ferrailage des murs bajoyers .....	90
IV-3-1-1 Rideau .....	90
IV-3-1-2 Semelle .....	93
IV-4 Conclusion .....	96

## **Chapitre V : Les ouvrages annexes**

Introduction .....	97
V-1 dérivation provisoire .....	97
V-1-1 Canal de dérivation .....	98
V-1-1-1 Conception de l'Ouvrage .....	98
V-1- 1-2 Calcul du risque de dépassement .....	98
V-1- 1-4 Calcul de section de la galerie de dérivation .....	98
V-1- 1-5 Ligne d'eau du canal de dérivation .....	101
V-1-2 Construction des batardeaux .....	101
V-1-2-1 Crête du batardeau amont .....	102
V-1-2-2 Les talus du batardeau amont .....	102
V-1-2-3 Protection des talus du batardeau amont .....	102
V-1-2-4 Le drain du batardeau amont .....	103
V-1-2-6 Les talus du batardeau aval .....	104
V-1-2-7 Protection des talus du batardeau aval .....	104
V-1-2-8 Le drain du batardeau aval .....	104
V-2 la vidange de fond .....	105
V-2-2 Recommandation pour les dispositifs constitués de la conduite de vidange .....	105
V-2-2-1 Recommandations modulées (dispositif minimum) .....	105
V-2-3 Calcul de la vidange de fond .....	106
V-2-3-1 Calcul hydraulique de la conduite de vidange .....	106
V-2-3-2 Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et son diamètre .....	106
V-3-3-3 Calcul du temps réel de la vidange du barrage .....	108



V-2-3-4 Calcul de la vitesse d'abaissement dans la retenue .....	109
V-3 la prise d'eau .....	109
V-3-1 Types des prises d'eau à but agricole .....	109
V-3-2 Choix de type de prise .....	110
V-3-3 Calcul hydraulique de la conduite de prise d'eau .....	111
V-3-3-1 La distribution mensuelle de la demande .....	111
V-3-3-1 Calcul du débit maximum .....	111
V-3-3-2 Correction de la valeur de coefficient $\mu$ .....	111
V-3-3-3 Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite .....	112

## **Chapitre VI : Organisation de chantier**

Introduction.....	113
VI-1 les différentes phases du chantier .....	113
VI-1-1 Installation de chantier et travaux préparatoires .....	113
VI-1-2 travaux hors crue (période estivale) .....	113
VI-1-3 Construction des ouvrages .....	113
VI-1-4 Fermeture de la vidange et mise en eau .....	113
VI-2 Planification des travaux .....	114
VI-2-1 les données préparatoires .....	114
VI-2-2 Délai de construction et programme des travaux .....	115
VI-2-3 Symboles et durées des différentes opérations .....	115
VI-2-3 Planification avec réseau a nœuds .....	116
VI-2-4 Planification avec la méthode de tableau .....	116
VI-2-5 Planification avec la méthode de GANTT (méthodes des barres) .....	117
VI-3 Matériel et personnel nécessaires .....	117
VI-3-1 Matériel nécessaires .....	117
VI-3-2 Personnel nécessaire .....	118
Conclusion .....	118
Conclusion générale.....	119



## Liste des figures

Figure I-1 : Carte topographique du site d'étude.....	3
Figure I-2 : Situation géographique du barrage koudiat rosfa .....	4
Figure I-3 : Carte géologique du site d'étude.....	5
Figure I-4 : Carte des zones sismiques (RPA99-APRESADDENDA).....	12
Figure II-1: répartition des surfaces partielles et courbe hypsométrique.....	19
Figure II-2: Réseau hydrographique.....	22
Figure II-3 : graphe d'ajustement à la loi de Gauss.....	28
Figure II-4 : graphe ajustement à la loi de Gumbel.....	29
Figure II-5 : graphe ajustement à la loi de Galton.....	30
FigureII-6 : représentation des pluies de courte durée en fonction du temps.....	31
Figure II-7: représentation des intensités en fonction de temps.....	31
Figure II-8: Représentation graphique des apports de la loi de Galton.....	34
Figure II-9: représentation graphique de l'apport de la fréquence 80%.....	34
Figure II-10 : représentation graphique des hydrogrammes des crues.....	39
Figure II-11 : courbe surface-volume.....	41
Figure II-12 : courbe côte-surface-capacité.....	41
Figure II-13 : Courbes de $H = f(Q, q)$ .....	50
Figure II-14 : Courbes $V = f(Q, q)$ .....	51
Figure II-15 : la courbe d'optimisation des coûts en fonction de la largeur(b) de déversoir.....	51
Figure III-1 : schéma général d'un évacuateur latéral à entonnement frontal .....	57
Figure III-2 : Les paramètres du profil du déversoir Wes-Creager de la variante I .....	59
Figure III-3 : Profile Wes-Creager du déversoir de la variante I.....	60
Figure III-4 : Schéma d'un convergent .....	65
Figure III-5 Schéma d'un évacuateur latéral à entonnement latéral.....	73
Figure IV-1 : présentation des forces qui agissent sur le déversoir.....	81
Figure IV-2 : présentation des forces qui agissent sur les murs bajoyers.....	86
Figure IV-3 : Schéma d'équilibre statique du mur .....	92
Figure V-1 : courbe de tarage de l'oued.....	98
Figure V- 2: Dérivation provisoire : coupe type .....	99
Figure V- 3:Schéma de la ligne d'eau.....	100
Figure V- 4: profil en long du tirant hydraulique.....	100



Figure V- 5: Schéma du batardeau.....102

Figure V-6: Schéma explicative d'une prise d'eau.....109



## Liste des tableaux

Tableau I-1: Sondages réalisés en phase d'étude d'APD.....	6
Tableau I-2 : Récapitulatif de synthèse des essais géotechniques (Zone1).....	8
Tableau I-3 : Récapitulatif de synthèse des essais géotechniques (Zone1) (suite).....	8
Tableau I-4 : Récapitulatif de synthèse des essais géotechniques (Zone1) (suite): .....	8
Tableau I-5 : Récapitulatif de synthèse des essais géotechniques (Zone2) .....	9
Tableau I-6 : Récapitulatif de synthèse des essais géotechniques (Zone2) (suite): .....	9
Tableau I-7 : Récapitulatif de synthèse des essais géotechniques (Zone2) (suite): .....	9
Tableau I-8 : Récapitulatif de synthèse des essais géotechniques (Zone2) (suite): .....	10
Tableau I-9 : Récapitulatif de synthèse des essais géotechniques (Zone3 et 4) .....	10
Tableau I-10 : les caractéristiques granulométriques de ces matériaux.....	11
Tableau I-11 : Coefficients d'accélération du séisme.....	12
Tableau II-1 : la répartition des surfaces en fonction des altitudes.....	18
Tableau II-2 : récapitulatifs des caractéristiques hydromorphométriques.....	23
Tableau II-3 : la répartition des températures mensuelles.....	23
Tableau II-4 : Répartition mensuelle du vent .....	24
Tableau II-5 : les stations pluviométriques.....	24
Tableau II-6 : Teste de WILCOXON.....	25
Tableau II-7 : Teste de la médiane (MOOD).....	26
Tableau II-8 : caractéristiques de l'échantillon.....	27
Tableau II-9: résultats d'ajustement à la loi de Gauss.....	28
Tableau II-10: résultats d'ajustement à la loi de Gumbel.....	29
Tableau II-11 : résultats d'ajustement à la loi de Galton (logn-ormale).....	29
Tableau II-12 : les pluies et les intensités pour différentes périodes de retour.....	31
Tableau II-13 : Répartition mensuelle de l'apport moyen de la station .....	32
Tableau II-14 : Répartition mensuelle de l'apport moyen du site .....	32
Tableau II-15: les résultats de l'ajustement des apports à la loi de Galton.....	33
Tableau II-16: la répartition de l'apport de la fréquence 80%.....	34
TableauII-17: les résultats des hydrogrammes de crue par la méthode de SOKOLOVSKI.....	38
Tableau II-18: la répartition mensuelle de W80%.....	41
Tableau II-19: la répartition mensuelle des besoins.....	42
Tableau II-20: Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes.....	42



Tableau II-21 : valeurs de $\delta$ en fonction des conditions hydrogéologiques.....	43
Tableau II-22 : Les volumes des pertes dans la retenue.....	43
Tableau II-23 : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes.....	44
Tableau II-24 : récapitulatif des paramètres hydrologiques et de régularisation.....	44
Tableau II-25 : récapitulatif des résultats et des données de kocherine .....	46
Tableau II-26 : Détermination de $H_0$ et $Q$ en fonction de $b$ .....	48
Tableau II-27: Débits déversant en fonction de $h$ et $b$ et le volume de crue.....	49
Tableau II-28 : les résultats du calcul de la revanche.....	52
Tableau II-29 : Variation de la côte de la crête en fonction de la charge déversant.....	53
Tableau II-30 : Calcul des coûts pour différents $b$ .....	53
Tableau II-31 : Résultats de l'optimisation.....	54
Tableau III-1: Les coordonnées du profil de déversoir de la variant I.....	60
Tableau III-2: les valeurs du débit en fonction du $h_n$ .....	64
Tableau III-3: Différents paramètres initiales de calcul de la ligne d'eau.....	67
Tableau III-4: Calcul de la ligne d'eau dans le coursier .....	68
Tableau III-5: Calcul de la profondeur critique.....	74
Tableau III-6: Paramètres géométriques et hydrauliques du canal de restitution.....	77
Tableau IV-1 : les valeurs des sous-pressions en chaque point.....	83
Tableau V-1: calcul de la hauteur et profondeur du canal de dérivation.....	98
Tableau V-2 Pentés des talus en fonction de la hauteur et du type de la digue.....	101
Tableau V-3: type de vidange de fond en fonction de $H^2 V^{0.5}$ .....	105
Tableau V-4 : l'évaluation de la charge d'eau en fonction du temps de vidange.....	108
Tableau V-5 : La distribution mensuelle de la demande.....	110
Tableau VI-1 Symboles et durée des opérations.....	114
Tableau VI-02 : Les paramètres du réseau à nœud.....	115
Tableau VI-03 : détermination du chemin critique par la méthode du tableau.....	116



## Liste des planches

Planche N°01 : Vue en plan de l'aménagement du barrage koudiat rosfa (W.TISSEMSILT).

Planche N°02 : Coupe géologique du barrage. KOUDIAT ROSFA (W.TISSEMSILT)

Planche N°03 : Coupe-type de la variante de l'évacuateur des crues du barrage Koudiat rosfa (W.TISSEMSILT)

Planche N°04 : Plan de ferrailages des éléments de l'évacuateur des crues du barrage Koudiat rosfa (W.TISSEMSILT)

Planche N°05 : Ouvrages annexes du barrage Koudiat rosfa (W.TISSEMSILT)

Planche N°06 : planning des travaux du barrage Koudiat rosfa (W.TISSEMSILT)



# INTRODUCTION GENERALE

L'eau est une matière nécessaire pour la vie des êtres vivants. Le manque de cette matière pose un problème majeur dans le monde. Il devient très difficile de trouver une source d'eau permanente qui nous assure la quantité suffisante. Parmi les solutions à adopter, la mobilisation des ressources en eau par l'édification des barrages.

Un barrage est un ouvrage d'art construit en travers d'un cours d'eau et destiné à réguler le débit de celui-ci et/ou à en stocker l'eau pour différents usages tels que : contrôle des crues, irrigation, industrie, hydroélectricité, pisciculture, réserve d'eau potable ou le trafic fluvial. De manière générale c'est un étendue d'eau créée artificiellement par l'homme et pour l'homme, à usage surtout économique.

Le gouvernement Algérien est en train d'accélérer l'avancement dans le domaine de l'hydraulique pour pallier au manque d'eau et assurer la quantité nécessaire à l'alimentation en eau potable, l'alimentation de l'industrie et l'irrigation des terres agricoles.

Les ouvrages annexes constituent les organes principaux d'exploitation et de la sécurité du futur barrage, leur rôle est d'assurer le passage des crues exceptionnelles de l'oued FODDA, sécuriser la digue et faciliter l'exploitation. L'édification de ces ouvrages complexe et délicate nécessite, à priori, une analyse minutieuse de plusieurs paramètres intérieurs et extérieurs afin de garantir leur sécurité vis-à-vis la rupture. Leur étude nécessite les phases de : la reconnaissance générale du site, l'analyse des données hydrologiques et hydrauliques, les études géotechniques et les choix des différents matériaux.

Dans ce mémoire nous allons faire une étude détaillée des ouvrages annexes de ce barrage, (KOUDIAT ROSFA W.TISSEMSILT), afin de choisir les variantes qui représenteront les meilleures solutions techniquement et économiquement. Nous consacrerons la plus grande partie de notre travail à revoir l'étude hydrologique avec des données actualisées obtenues au niveau de l'ANRH. Cette dernière sera suivie par l'étude et le dimensionnement des ouvrages annexes (évacuateur des crues, vidange de fond, prise d'eau et dérivation provisoire).

Pour conclure, un chapitre qui traitera l'organisation de chantier et qui interprétera les moyens à mettre en œuvre pour la construction et l'exécution des différentes tâches de réalisation ainsi que le planning des travaux.



# **Chapitre I :**

# **Synthèse de l'étude de**

# **faisabilité**



## **Introduction :**

Dans cette partie nous allons donner une synthèse de l'étude de faisabilité faite par le bureau d'étude HYDRO PROJET CENTRE dans le cadre de l'étude d'avant-projet détaillée du barrage KOUDIAT ROSFA sur le site oued Fodda dont l'objectif est de récupérer le volume envasé du barrage oued fodda et pour satisfaire les besoins en eau aux agglomérations et l'irrigation.

## **I-1 Situation géographique et topographique :**

Le barrage koudiat rosfa se trouve dans la vallée d'oued fodda à environ 30 km en amont du barrage existant du même nom en exploitation depuis 1932.

Il est distant de 250 km d'Alger dans la direction sud-ouest, par Khemis Miliana et Theniet El-Had.

Le site se trouve entre les deux villages Hammam Slimane et Béni Chaib.

Un levé topographique au 1/1000 de la zone de l'axe du barrage a été réalisé par le cabinet CETB Alger. Il a été complété et amélioré à plusieurs reprises suite aux remarques et recommandations de l'Ingénieur Conseil. Il porte sur une surface d'environ 50 *ha*.

Un levé topographique au 1/5000 de la cuvette a été également effectué par le même cabinet. Il porte sur environ 850 *ha*. Il a également été complété et amélioré à plusieurs reprises. Il reste imprécis au niveau des informations, plusieurs talwegs importants et bâtisses manquent toujours sur ce plan

### **I-1-1 Localisation :**

Le site est localisé sur la carte topographique avec un Echelle de 1/150.000° d'El-Meddad (N°133) par les coordonnées U.T.M. suivantes

X = 414.48 Km

Y= 283.05 Km

Z= 600 m NGA



# Chapitre I : Synthèse de l'étude de faisabilité

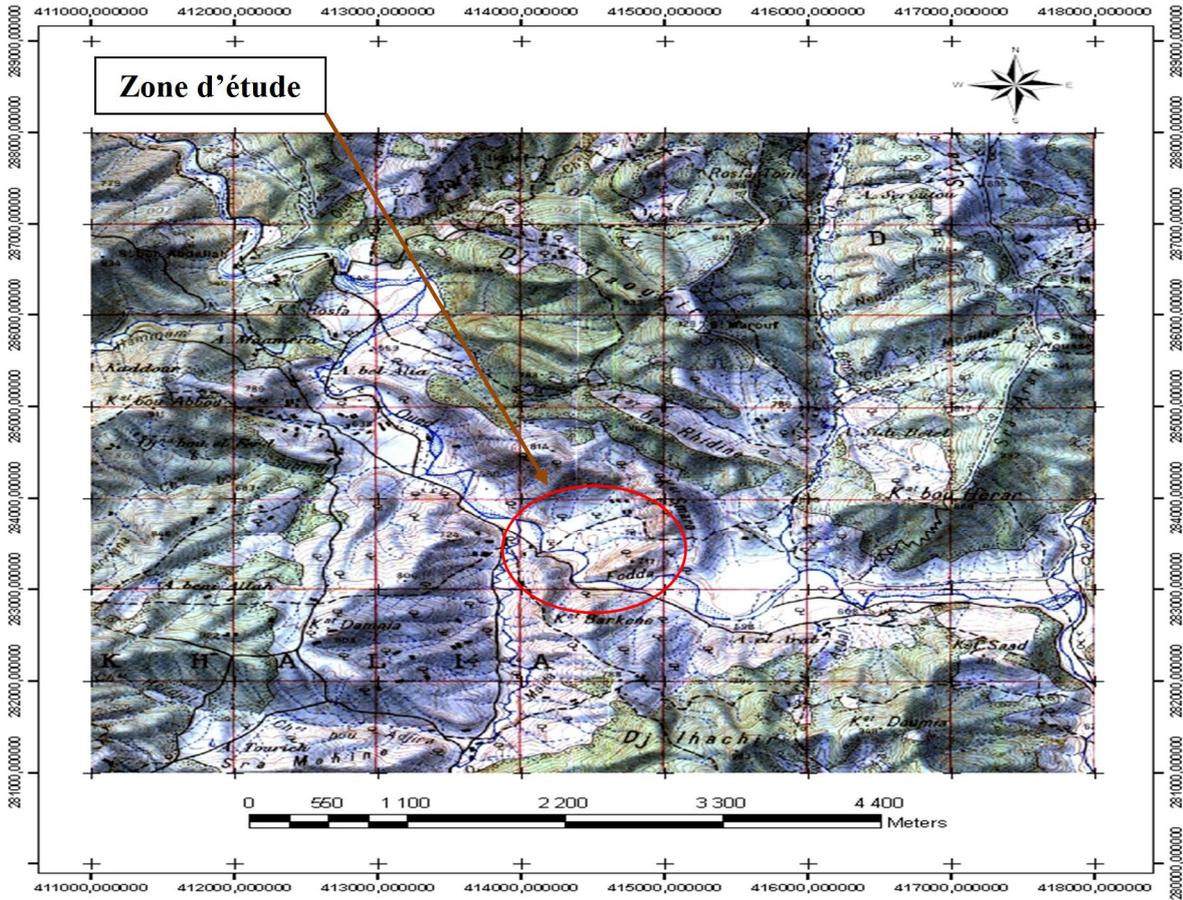


Figure I-0 1 : la carte topographique du site d'étude

## LEGENDE :

Câbles transporteurs	{	de force électrique.	_____				
		d'exploitation.	_____				
Poste _ Télégraphe _ Téléphone.			_____				
Poste, Télégraphe et Téléphone.			_____				
Terrain d'atterrissage.			_____				
Bois	Broussailles	Jardins	Vergers	Vignes	Palmiers	Oliviers	Cactus
Cours d'eau.							
Cours d'eau à sec temporairement.							
Ruisseau _ Ravin sans eau _ Marais.							
Aqueduc sur le sol, souterrain.							
Canal d'irrigation _ Seguia.							
Source _ Puits ou citerne _ Réservoir.							
Etang (permanent, périodique) _ Sebka.							
Daïa	{	à bords définis.	_____				
		à bords indéfinis.	_____				

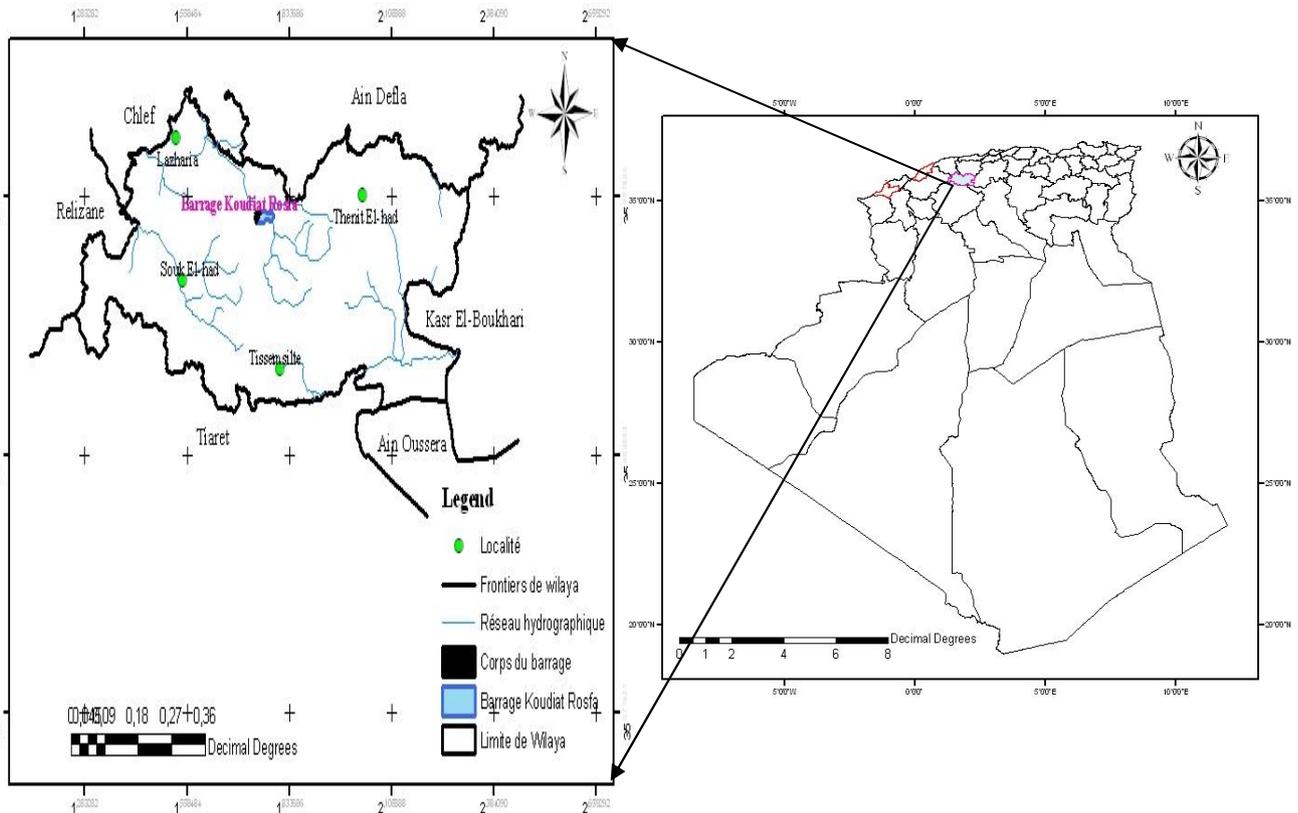


Figure I-02 : Situation géographique du barrage *Koudiat Rosfa*

## I-2 Cadre géologique général :

Le barrage koudiat rosfa est situé dans la région sud-ouest de l'Algérie. La structure géologique de cette région est plus ou moins complexe et comprend les formations géologiques suivantes:

**Quaternaire :** les dépôts sont représentés par des types génétiques divers, avec une plus grande distribution pour les alluvions et les dépôts de versants.

### Miocène : (Miocène Inférieur)

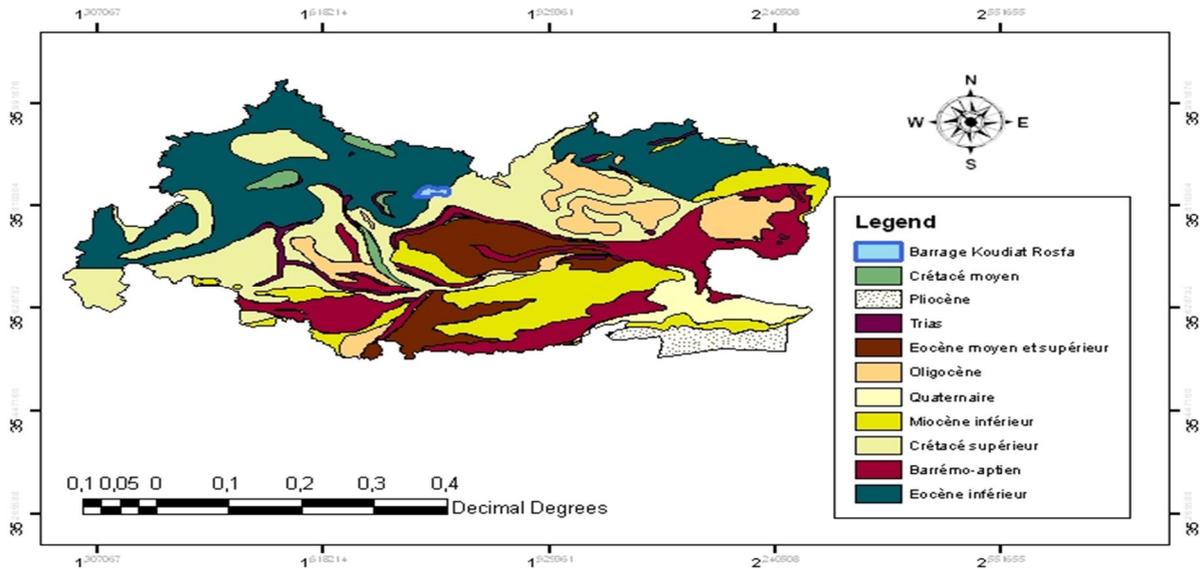
Cette série est essentiellement marneuse avec des propriétés similaires à ceux de l'oligocène et du Crétacé.

### Oligocène :

- Oligocène de faciès Boghari (OB)
- Oligocène de faciès Numidien (ON)

**Eocène :** Marne noires et grises à rares banc intercalations calcaires ou marno-calcaires.

**Crétacé :** cette série est marneuse et marno-calcaire, à environ mille mètres de puissance. Les marno-calcaire se présentent sous forme de petits bancs ou d'intercalation dans la marne.



**Figure I-03 :** la carte géologique du site d'étude.

**Jurassique :** cette formation est caractérisée par des falaises calcaires épaisses, souvent massives, la série jurassique de l'ouarsenis est sub-horizontale et dans un état complètement renversé.

**Trias :** cette formation se présente sous forme d'affleurements et apparait en position anormale la plupart du temps. Elle correspond à une suite de dépôts à faciès.

### I-3 Situation géologique :

#### I-3-1 Reconnaissances réalisées :

Les travaux de reconnaissance mis en œuvre ont permis de définir les conditions géologiques et géotechniques en profondeur et de construire les coupes géologiques qui permettent de reconstituer la structure géologique massifs.

#### I-3-1-1 Sondages:

Les caractéristiques des sondages qui ont été exécutés sont résumées dans le tableau suivant, où on indique aussi les essais in situ et leur localisation par rapport à l'ouvrage.



# Chapitre I : Synthèse de l'étude de faisabilité

**Tableau I-1:** Sondages réalisés en phase d'étude d'APD :

N°	Dénomination	Inclinaison	Emplacement	Prof (m)	Essais Lugeons	Piézomètre	Pressiomètre
1	S1	Vertical	Evacuateur de crues	40	Oui	Non	Non
2	S2	Vertical	Recharge amont	100	Oui	Non	Non
3	S2A	45°vers N	Axe du barrage	98	Oui	Non	Non
4	S3	45°vers S	Recharge amont	55	Oui	Non	Non
5	S4	Vertical	Recharge amont	80	Oui	Non	Non
6	SKR5	Vertical	Axe du barrage	50	Oui	Oui	Oui
7	SKR5 <sup>E</sup>	75°versSW	Axe du barrage	60	Oui	Oui	Non
8	SKR6	75°versS	Rive gauche	60	Oui	Oui	Non
9	SKR7	75°versN	Rive gauche	60	Oui	Oui	Non
10	SKR8	Vertical	Rive droite	60	Oui	Oui	Non
11	SKR9	Vertical	Recharge aval	32	Oui	Oui	Oui
12	SKR10	Vertical	Recharge amont	30	Oui	Oui	Oui
13	SKR11	Vertical	Evacuateur de crues	49	Oui	Oui	Non
14	SKR12	Vertical	Rive gauche	50	Non	Oui	Non
15	SKR13	Vertical	Zone d'alluvion	13.68	Non	Oui	Non
16	SKR14	Vertical	Zone d'alluvion	12.15	Non	Oui	Non
17	SKR15	Vertical	Zone d'alluvion	15.20	Non	Oui	Non
18	SKR16	Vertical	Zone d'alluvion	15.20	Non	Oui	Non
19	SKR17	Vertical	Zone d'alluvion	12.20	Non	Oui	Non
20	SKR18	12°versW266°	Zone d'enrochement	51	Non	Non	Non
21	SKR20	Vertical	Zone de glissement	50	Non	Oui	Non
22	SKR21	Vertical	Zone de glissement	21	Non	Oui	Non
23	SKR22	Vertical	Zone de glissement	26	Non	Oui	Non

## I-3-1-2 Synthèse des essais géotechniques :

### 1) Essai proctor :

L'essai est réalisé dans un module proctor 10-15 cm de diamètre avec une dame de 2.49 Kg (proctor normal).



## Chapitre I : Synthèse de l'étude de faisabilité

### 2) Essai de cisaillement à la boîte de casagrande :

-Pour les essais non consolidés (UU), la vitesse de déformation contrôlée devra être égale à 1 mm/mn.

-Pour les essais consolidés non drainés (CU), la vitesse sera :  $V=0.6$  mm/mn.

-Pour les essais consolidés drainés (CD),  $V=0.3$  mm/mn.

### 3) Essai Triaxial :

L'essai non consolidé non drainé (UU), est effectué avec  $\sigma_3=1, 2, 3$  bars et une vitesse de déformation :  $V= 0.08H_0$ /mn. Ces essais sont faits avec une saturation  $S_r > 0.8$ .

### 4) Essais Oedométriques :

Les contraintes verticales sont les suivantes : 0.25, 0.5, 1, 2, 4, 8, 16 bars. Les essais sont effectués sous l'eau.

### I-3-1-3 Matériaux d'emprunt :

Huit zones de matériaux de construction ont été étudiées aux alentours immédiats du site du barrage, afin d'assurer les besoins de l'ouvrage en différents types de matériaux.

-Matériaux argileux : Zones 1, 2, 3,4.

-Matériaux graveleux : Zones d'alluvions.

-Matériaux enrochements : Zones 1, 2, 3.

#### a) Matériaux Argileux :

Quatre zones d'argile ont été reconnues. Les zones 1 et 2 ont été étudiées par puits lors de la présente campagne, tandis que les zones 3 et 4 ont été étudiées lors de la phase de faisabilité. Et les descriptions sont résumées comme suit :

##### Zone 1 :

- La zone 1 est située en rive droite de l'oued fouda a environ 2 km à l'amont de l'axe du barrage.
- L'épaisseur mise à nu par les observations de terrain et par les travaux de reconnaissance varie de 5 m
- Les matériaux sont représentés par des argiles limoneuses brunâtres sèches et compactes. Les résultats ci-dessous donnent les valeurs extrêmes et moyennes.



# Chapitre I : Synthèse de l'étude de faisabilité

**Tableau I. 02 :** Récapitulatif de synthèse des essais géotechniques (Zone1):

Fraction	Granulométrie (%)				
	20 – 2 Mm	2 – 0,2 mm	0,2-0,02 mm	0,02-0,002 Mm	< 80 $\mu$
<i>Min</i>	1,00	4,00	22,00	20,00	72,00
<i>Max</i>	4,00	11,00	30,00	30,00	90,00
<i>Moy</i>	2,25	7,75	25,50	26,25	81,00
<i>Ecart type</i>	1,26	2,87	4,12	4,35	7,39

**Tableau I. 03 :** Récapitulatif de synthèse des essais géotechniques (Zone1) (suite):

Valeurs	Limites d'Atterberg			Oedomètre	
	$W_l$ (%) <i>limite de liquidité</i>	$W_p$ (%) <i>limite de plasticité</i>	$I_p$ <i>Indice de plasticité</i>	$C_g$ <i>Coefficient de gonflement</i>	$P_c$ (kg/cm <sup>2</sup> ) <i>Pression de consolidation</i>
<i>Min</i>	8.20	17.30	16.20	3	2.75
<i>Max</i>	13.90	25.80	23.60	3.9	1.65
<i>Moy</i>	10.83	22.03	20.05	3.33	2.37
<i>Ecart type</i>	2.64	3.84	3.89	0.49	0.62

**Tableau I. 04:** Récapitulatif de synthèse des essais géotechniques (Zone1) (suite):

Tranchées (n <sup>o</sup> )	Proctor Normal			
	Profondeur (m)	$W$ (%) <i>Teneur en eau</i>	$W_{opt}$ (%) <i>Teneur en eau optimale</i>	$\gamma_{max}$ (g/cm <sup>3</sup> ) <i>densité sèche maximale</i>
<i>TR1</i>	0 – 3,5	12,5	14,6	1,8
<i>TR2</i>	0,3 – 3,5	8,2	14,4	1,78
<i>TR3</i>	0,3 – 3,4	9,1	17.6	1,61
<i>TR4</i>	0,3 – 3,5	13,9	7,8	1,85
<i>Moyenne</i>	-	10,93	13,60	1,76
<i>Ecart type</i>	-	2,71	4,13	0,1

Source : ENYD2005.

## Zone 2 :

Cette zone est située à environ 700 m à l'amont de l'axe du barrage. Elle occupe une basse terrasse en rive droite de l'oued fodda. L'épaisseur mise à jour par les observations de terrain et par les travaux de reconnaissance est de 6 m près des berges et nulle aux versants en passant par 4 m au milieu. Les matériaux sont mentionnés dans les tableaux suivants :



# Chapitre I : Synthèse de l'étude de faisabilité

**Tableau I. 05 :** Récapitulatif de synthèse des essais géotechniques (zone 2):

Fraction	Granulométrie (%)				
	20-2 Mm	2-0,2 mm	0,2-0,02 mm	0,02-0,002 Mm	<80μ
Min	6,00	34,00	9,00	6,00	28,00
Max	12,00	58,00	24,00	16,00	52,00
Moy	7,25	38,25	19,75	13,25	47,25
Ecart type	2,26	4,79	4,19	3,10	4,65

**Tableau I. 06 :** Récapitulatif de synthèse des essais géotechniques (Zone2) (suite):

Valeurs	Limites d'Atterberg			Oedomètre	
	$W_l$ (%) limite de liquidité	$W_p$ (%) limite de plasticité	$I_p$ Indice de plasticité	$C_g$ Coefficient de gonflement	$P_c$ (kg/cm <sup>2</sup> ) Pression de consolidation
Min	33,00	16,40	8,70	1,40	1,20
Max	42,20	24,30	17,60	3,30	3,25
Moy	36,30	20,93	15,38	2,21	2.16
Ecart type	4,13	3,61	4,57	0,70	0,81

**Tableau I. 07 :** Récapitulatif de synthèse des essais géotechniques (Zone2) (suite):

Tranchées (n°)	Proctor Normal			
	Profondeur (m)	$W$ (%) Teneur en eau	$W_{opt}$ (%) Teneur en eau optimale	$\gamma_{max}$ (g/cm <sup>3</sup> ) densité sèche maximale
TR6	0,5 - 6,0	7,3	14,8	1,91
TR7	0,5 - 5,5	8,8	12,7	1,89
TR8	0,3 - 4,0	9,2	6,5	1,95
TR9	0,3 - 3,8	14,6	16,0	1,70
TR10	0,5 - 5,0	13,5	13,5	1,96
TR11	0,3 - 3,0	9,7	14,5	1,89
TR12	0,2 - 3,0	12,1	15,9	1,84
Moyenne	-	12,48	15,03	1,85
Ecart type	-	2,11	1,12	0,11



## Chapitre I : Synthèse de l'étude de faisabilité

**Tableau I. 08 :** Récapitulatif de synthèse des essais géotechniques (Zone2) (suite):

Valeurs	Cisaillement direct				Essais Triaxiaux			
	$\varphi^{\circ}_{uu}$	$C_{uu}$	$\varphi^{\circ}_{cu}$	$C_{cu}$	$C_{uu}$	$\varphi^{\circ}_{uu}$	$C_{cu}$	$\varphi^{\circ}_{cu}$
Max	42,00	0,96	19,50	0,80	0,80	19,50	0,65	23,00
Min	15,00	0,36	9,50	0,45	0,45	9,50	0,30	12,00
Moyenne	27,36	0,69	14,50	0,50	0,58	15,14	0,36	15,29
Ecart type	0,22	0,22	3,98	0,11	0,11	4,55	0,13	3,65

Source : ENYD2005

### Zones 3 et 4 :

Ces deux zones situées en rive droite de oued fodda, à environ 100 m à l'amont de l'axe du barrage, la surface occupée par ces deux zones est de 120 000 m<sup>2</sup>. Pour une épaisseur moyenne de 02 m, on peut estimer un volume supplémentaire de 240 000m<sup>3</sup>.

**Tableau I. 09 :** Récapitulatif de synthèse des essais géotechniques (Zone3 et4) :

Puits n°	Gravier (%)	Sable (%)	Argile (%)	W (%) Teneur en eau	W <sub>l</sub> (%) limite de liquidité	W <sub>p</sub> (%) limite de plasticité	I <sub>p</sub> Indice de plasticité
P11	-	16	84	25,61	53,2	27,34	25,86
P12	5	35	60	15,8	35,5	21,63	13,87

### b) Zone d'alluvions :

C'est la zone principale qui assurera les matériaux nécessaires pour les recharges du barrage. Cette zone située à l'amont de l'axe et s'étend sur 3.5 km jusqu'à l'affluent droit de l'oued fodda. La largeur de la zone varie entre 5 et 200 m.

Le tableau ci-après donne les caractéristiques granulométriques de ces matériaux.



# Chapitre I : Synthèse de l'étude de faisabilité

**Tableau I. 10 :** les caractéristiques granulométriques de ces matériaux

Puits(N°)	Profondeur (m)	200-20(%) Mm	20-2(%) mm	2-0,2(%) mm	0,2-0,02(%) mm	<80μ (%) mm
P15	1 - 2.3	45	30	12	8	10
P16	0.8 - 3.4	54	35	8	2	3
P17	1.8 - 2.5	50	42	6	2	1
P18	0.7 - 1.70	35	37	18	4	8
P19	1.20 - 2.50	39	35	17	4	8
P20	1.3 - 2.50	30	42	21	4	5
P23	0.80 - 2.30	30	42	20	4	6
P24	0.70 - 2.30	42	39	13	3	4
P25	0.40 - 0.90	30	40	17	6	10
P26	0.40 - 1.80	20	48	20	4	9
P29	0.80 - 2.80	30	40	20	6	8

**c) Zone d'enrochements :**

**Zone 1**

Cette zone est la principale qui fournira les enrochements pour le masque amont du barrage, ainsi que pour un éventuel prisme drainant à l'aval. Elle est située à environ de 200 m à l'aval de l'axe du barrage sur la rive gauche de oued fodda.

**Zone 2 et 3**

Deux zones potentielles ont été localisées sur la cuvette. La zone 3 est représentée par l'affleurement d'un gros banc de grès sur la rive gauche de l'oued, à environ 3,5 km de l'axe du barrage, l'épaisseur de cette zone est de 5 m.

**I-3-2Géologie du site :**

Le site est constitué par des sédiments de formation flyshoide d'El-Melab et de formation carbonatée de l'Oued Djillali d'âge crétacé. Ces deux formations sont représentées par une alternance d'argilites, d'aleurolites et de marnes. Dans la partie centrale de la cuvette, y compris la vallée de l'oued El-Djir, les sédiments de cette formation sont couverts de marnes et argiles à intercalations gréseuses de la formation de Tidda. On trouve aussi sur la partie la plus large de la cuvette à environ 2 km en amont du site sur la rive droite, on trouve des marnes, et les alluvions édifient le lit et les terrasses de l'Oued Fodda et de l'Oued El-Djir.

Sur l'axe du barrage on trouve un seuil calcaire étroit, profondément disséqué par l'Oued

Fodda. La vallée large de plusieurs centaines de mètres, présente un rétrécissement graduel vers l'amont.

Dans la partie la plus large, à l'amont du site se présente un cours d'eau anastomosé avec de larges terrasses alluviales relayées par des amoncellements de colluvions, gisant en pente douce dans la zone des piedmonts.

### I-3-3 Sismicité de la zone d'étude :

Le site du barrage *KOUDIAT ROSFA* est localisé dans une zone relativement tectonisée. L'examen des cartes des épacentres montre que la zone proche du site de barrage n'est pas directement affectée par une activité sismique, cependant, elle ressent parfois les secousses des régions avoisinantes nettement plus actives.

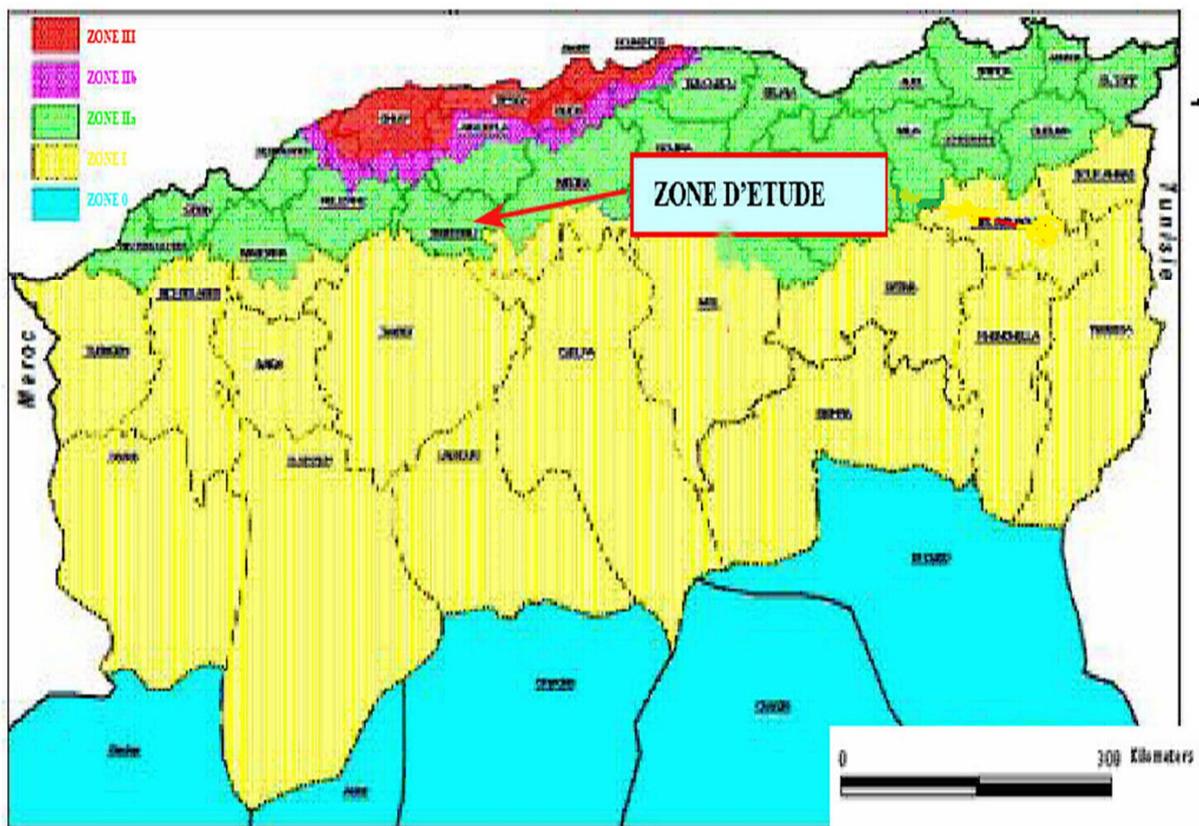


Figure I. 04 : Carte de micro zonage sismique du territoire national-RPA99/APRESADDENDA.



## Chapitre I : Synthèse de l'étude de faisabilité

Les coefficients d'accélération du séisme selon la zone qu'on doit utiliser dans les différents calculs de toutes sortes d'ouvrages sont représentés sur le tableau suivant :

**Tableau I. 11** : 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

Source : RPA 99,2003

Notre barrage est classé dans la zone II-a groupe d'usage 2 selon le règlement parasismique algérien RPA 99,2003

Donc : La valeur d'accélération au sol est de 0,20g pour le séisme de projet.

### I.3.4. La Tectonique :

La structure géologique de l'anticlinorium se caractérise par le plissement général sub-latitudinal à NE-SW des axes, propre à l'ATLAS TELLIEN.

La structure du flanc Sud est largement compliquée par les effets conjugués de :

- La tectonique tangentielle responsable des nappes, elles même affectées par le plissement post-nappe général et partiellement recouvertes par les dépôts néogènes et quaternaires ;

- La tectonique cassante (disjonctive) due à des mouvements récents.

Les failles sont parfois matérialisées par des corps plats et exotiques attribués au Trias. Plusieurs familles de failles d'orientations différentes sont mises en évidence : NE-SW, NNE-SSW et N-S.

Les failles NE-SW, parallèles au plissement général sont d'ailleurs rendues responsables de nombreux séismes puisqu'elles semblent correspondre à un nombre important d'épicentres (11).



### I-3-5 Les matériaux de construction :

La disponibilité sur le site, ou à proximité, de matériaux utilisables pour la construction d'un barrage a une incidence considérable, souvent même prépondérante sur le choix du type de barrage :

- sols utilisables en remblai
- enrochements pour remblai ou protection de talus (*Rip-Rap*)
- agrégats à béton (matériaux alluvionnaires ou concassés) ;
- liants (ciment, cendres volantes ...).

La possibilité d'extraire ces matériaux de l'emprise du barrage permet d'accroître la capacité de stockage. En outre, cela minimise généralement les coûts de transport et de remise en état des zones d'emprunts.

D'une manière générale, si l'on dispose de sols limoneux ou argileux de qualité et en quantité suffisante (1,5 à 2 fois le volume du remblai), la solution barrage en terre homogène ou pseudo-zoné en réservant les matériaux les plus grossiers en recharge aval - s'impose comme la plus économique, du moins tant que les débits de crue à évacuer demeurent modestes. Si l'on dispose de matériaux imperméables en quantité limitée, et par ailleurs de matériaux grossiers ou d'enrochements, il est envisageable de construire un barrage en terre zoné ou en enrochements avec noyau. Cette solution présente l'inconvénient d'une mise en œuvre par zones, d'autant plus compliquée que le site est restreint et contrarie l'évolution des engins. Si l'on ne dispose que de matériaux grossiers, ceux-ci peuvent être exploités pour édifier un remblai homogène, l'étanchéité étant assurée par une paroi au coulis construite après montée du remblai en son centre, ou par une étanchéité amont artificielle (béton, membrane ou béton bitumeux). Si l'on ne dispose que d'enrochements, un barrage en enrochements compactés avec étanchéité rapportée sur le parement amont éventuellement adouci (membrane, masque en béton hydraulique ou béton bitumineux) conviendra. La solution béton, en particulier la solution *BCR*, peut également s'avérer compétitive, sous réserve de fondation suffisamment bonne (rocher ou terrain compact) ne nécessitant pas de fouilles excessives.



### I-3-6 Calcules estimatifs des volumes des agrégats :

A partir des résultats des études conduits pour la caractérisation des matériaux aptes à la construction du barrage, et dans le spécifiques, en ce qui concerne les données stratigraphiques et granulométriques, on a établi une calcule estimatifs des volumes concernant les quantités des agrégats (sables, graviers et argiles) disponibles dans la zone de la cuvette au but d'évaluer la possibilité d'exploitation d'une zone limitrophe au futur chantier.

- **Graviers** : zone le long de l'axe d'oued Fodda, comprenant aussi une portion de basses terrasses, avec une surface d'environ **88.000m<sup>2</sup>** ; si on considère une profondeur moyenne d'exploitation de 0.8 m et un pourcentage de graviers et cailloux, sur une base, probablement sous-estimée, de 40%, on prévoit des volumes d'environ **70.000m<sup>3</sup>**.
- **Sables** : zone de terrasse, en rive gauche, à 1.5km de l'axe du barrage, avec une surface d'environ **32.000m<sup>2</sup>** que sur une profondeur moyenne de 1m et un pourcentage moyen de sables de 42%, on prévoit des volumes d'environ **32.000m<sup>3</sup>**

### I.4.Conclusion :

A travers cette synthèse de faisabilité on a visité l'ensemble des données disponibles, notamment les résultats de la campagne de reconnaissance réalisée.

Ces données concernent : la climatologie et l'hydrologie, la géologie de la cuvette et du site, les caractéristiques géotechniques de la fondation et les caractéristiques géotechniques des zones d'emprunt.



# **Chapitre II :**

# **Etude hydrologique**



## Introduction

L'hydrologie est une science qui étudie la phase du cycle d'eau qui débute avec l'arrivée de celle-ci sur la surface de la terre. Elle englobe les précipitations, le ruissellement et les eaux souterraines. C'est une science particulière car elle regroupe plusieurs sciences fondamentales très diversifiées et a pour but de répondre aux problèmes concernant la ressource en eau.

L'hydrologie offre à l'ingénieur des outils d'inventaire et d'analyse des données pour répondre à des besoins soit sur le plan de la conception des éléments d'un aménagement que sur celui de l'exploitation des systèmes.

Les études hydrologiques donc sont très indispensables. Elles ont pour objectif d'étudier les conditions de la réserve d'une part et d'autre part d'estimer la crue contre laquelle il est nécessaire de protéger le barrage. Les études peuvent être basées sur la statistique si l'on dispose déjà d'un certain nombre d'années de mesures sur le site ou dans la région.

### II-1 Le bassin versant :

Le bassin versant au droit d'une section de mesure est défini comme la totalité de la surface topographique drainée par ce cours d'eau et ses affluents en amont de cette section. Tous les écoulements qui prennent naissance à l'intérieur de cette surface topographique passe par la section de mesure pour suivre leur trajet à l'aval. Chaque bassin versant est séparé des autres par une ligne de partage des eaux. Cette limite est déterminée sur la carte topographique. En commençant par l'exutoire, on trace à main levée des segments perpendiculaires aux courbes de niveau en passant par les crêtes, aboutissant automatiquement à l'exutoire.

#### II-1-1 Caractéristiques physiques du bassin versant :

##### A) - caractéristiques géométriques :

1) **La surface** : la surface est obtenue après avoir déterminé les limites du bassin versant est environ  $S=433 \text{ Km}^2$

2) **Le périmètre** :  $P=101 \text{ Km}$

3) **Longueur du talweg principal** :  $L_{cp}=31 \text{ Km}$

#### II-1-2 Caractéristiques hydromorphologiques :

##### 1) Indice de compacité de Gravelius "Kc":

Cet indice caractérise la forme du bassin versant :

$$K_c = \frac{\text{perimetre du bassin versant}}{\text{perimetre du cercle de surface équivalente}} = \frac{p}{p'} = \frac{p}{2\pi R} \dots\dots\dots (II-1)$$



## Chapitre II : Etude hydrologique

$$k_c = \frac{p}{2\pi\sqrt{S/\pi}} = 0.282\frac{P}{\sqrt{S}} \quad Kc=0.282\frac{101}{\sqrt{433}}= 1.37 \quad Kc > 1 \quad \text{notre bassin est de forme allongé}$$

### 2) Coefficient d'allongement :

Ce coefficient est obtenu par la relation :

$$C_a=L_{cp}^2/S \quad \text{soit :} \quad C_a=2.22$$

$L_{cp}$  : la longueur du talweg principal

$S$  : la superficie du bassin versant.

### 3) Rectangle équivalent:

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

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

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

$$\text{La longueur } L = \frac{Kc \cdot \sqrt{S}}{1,12} \left[ 1 + \sqrt{1 - \left( \frac{1,12}{Kc} \right)^2} \right] \dots\dots\dots(II - 2)$$

$$\text{La largeur } l = \frac{Kc \cdot \sqrt{S}}{1,12} \left[ 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{1,12}{Kc} \right)^2} \right] \dots\dots\dots(II - 3)$$

L : longueur du rectangle équivalent en (Km)

l: largeur du rectangle équivalent en (Km)

S : Surface du bassin versant (Km<sup>2</sup>).

Kc : Indice de compacité de Gravelius

Donc L=40.11 km et l=22.65 Km



## Chapitre II : Etude hydrologique

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

#### II-1-3-1 Le relief :

- Le relief possède une influence directe sur :

Les facteurs climatiques et une influence indirecte sur la formation des écoulements de surface.

Il détermine en grande partie l'aptitude au ruissellement des terrains, l'infiltration et l'évaporation. C'est un élément capital dans le comportement hydraulique d'un bassin.

#### 1) Répartition et courbe hypsométrique :

La courbe hypsométrique fournit une vue synthétique de la pente du bassin, donc du relief. Cette courbe représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude. Elle porte en abscisse la surface (ou le pourcentage de surface) du bassin qui se trouve au-dessus (ou au-dessous) de l'altitude représentée en ordonnée. Elle exprime ainsi la superficie du bassin ou le pourcentage de superficie, au-delà d'une certaine altitude.

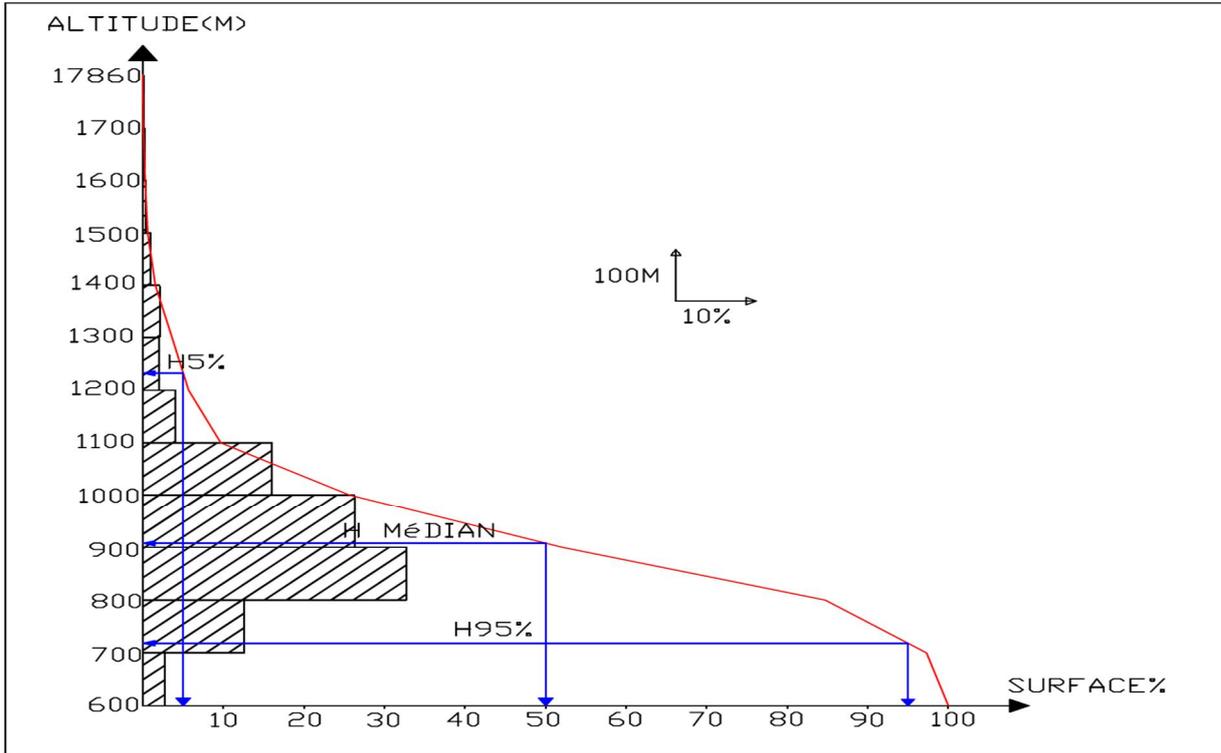
La répartition des surfaces en fonction des cotes est donnée dans le tableau

**Tableau II-1** : la répartition des surfaces en fonction des altitudes

Altitude (m)	Surfaces partielles ( $S_i$ ) (km <sup>2</sup> )	Surfaces Partielles ( $S_i$ ) (%)	Surfaces Cumulées ( $S_i$ ) (%)
1786-1700	0,31	0,072	0,072
1700-1600	0,88	0,203	0,275
1600-1500	1,45	0,335	0,610
1500-1400	4,08	0,942	1,552
1400-1300	8,95	2,067	3,619
1300-1200	8,86	2,046	5,665
1200-1100	17,37	4,012	9,677
1100-1000	69,38	16,023	25,700
1000-900	113,82	26,286	51,986
900-800	141,71	32,727	84,714
800-700	54,46	12,577	97,291
700-600	11,73	2,709	100,000
somme	433	100,000	-

## Chapitre II : Etude hydrologique

La courbe hypsométrique est représentée dans la figure II-1 :



**Figure II-1:** répartition des surfaces partielles et courbe hypsométrique

### 2) Altitude médiane :

L'altitude médiane correspond à l'altitude lue au point d'abscisse 50% de la surface totale du bassin, sur la courbe hypsométrique. Cette grandeur se rapproche de l'altitude moyenne dans le cas où la courbe hypsométrique du bassin concerné présente une pente régulière.

$$H_{50\%} = 907,6 \text{ m}$$

### 3) 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 :

$$H_{\text{moy}} = \sum \frac{S_i \cdot H_i}{S} \quad ; \quad H_{\text{moy}} = 931,15 \text{ m}$$

$H_{\text{moy}}$  : altitude moyenne du bassin [m] ;

$S_i$  : aire comprise entre deux courbes de niveau [km<sup>2</sup>] ;

$H_i$  : altitude moyenne entre deux courbes de niveau [m] ;

### 4) Indice de pente globale $I_g$ :

$$I_g = \frac{D}{L} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \dots \dots \dots (II - 4)$$

Tel que L : longueur de rectangle équivalent (Km)



## Chapitre II : Etude hydrologique

$L=40.11 \text{ Km}$  ,  $H5\%=1232,5 \text{ m}$  et  $H95\%=718,2 \text{ m}$  donc  $I_g=12.82 \text{ m/km}$

$I_g < 0.05$  alors faible relief

### 5) Indice de pente de roche $I_p$ :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \left[ \sum_{i=1}^n \sqrt{S_i (H_i - H_{i-1})} \right] \dots \dots \dots (II - 5)$$

Tel que :  $L$  : longueur de rectangle équivalent en (m) et

$S_i$  : surface partielle en (%) comprise entre 2 courbes de niveau consécutives

$I_p = 1,36\%$

### 6) Pente moyenne du bassin :

La pente moyenne est une caractéristique importante qui renseigne sur la topographie du bassin.

Elle est considérée comme une variable indépendante. Elle donne une bonne indication sur le

temps de parcours du ruissellement direct

$$I_m = \frac{\Delta H \cdot (0,5L_1 + L_2 + L_3 + \dots + 0,5L_n)}{S} \dots \dots \dots (II - 6)$$

$\Delta H$  : dénivelée (m)

$L_i$  : longueur de la courbe de niveau d'ordre 1,2 .... N

$I_m = 4,8\%$

## II-1-4 Caractéristiques hydrographiques :

### I-1-4-1 le réseau hydrographique :

La restitution du réseau hydrographique est faite sur les cartes citées pour la détermination de l'altitude moyenne.

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.

Le réseau hydrographique est sans doute une des caractéristiques les plus importantes du bassin. Le réseau hydrographique peut prendre une multitude de formes. La différenciation du réseau hydrographique d'un bassin est due à quatre facteurs principaux.

#### 1) densité de drainage $D_d$ :

$$D_d = \frac{\sum L_i}{S} \dots \dots \dots (II - 7)$$

$L$ : la longueur totale de tous les thalwegs  $\sum L_i = 350,25 \text{ Km}$

$S$  : la surface totale de bassin versant

$D_d = 0,81 \text{ Km/Km}^2$

La densité de drainage dépend de la géologie (structure et lithologie) des caractéristiques topographiques du bassin versant



## Chapitre II : Etude hydrologique

### 2) Temps de concentration $T_c$ :

Il peut être calculé par plusieurs formules :

- **La formule de Giandotti :**

$$T_c = \frac{4 \sqrt{s} + 1.5L_{cp}}{0.8 \sqrt{H_{\text{moy}} - H_{\text{min}}}} \dots\dots\dots (II - 8)$$

Avec :  $L_{cp}$  : Longueur du cours d'eau principal (Km)=101.195 Km

**$T_c = 8,91$  heures**

On adopte la valeur trouvé par la formule de Giandotti  $T_c = 8,91$  heures

## Chapitre II : Etude hydrologique

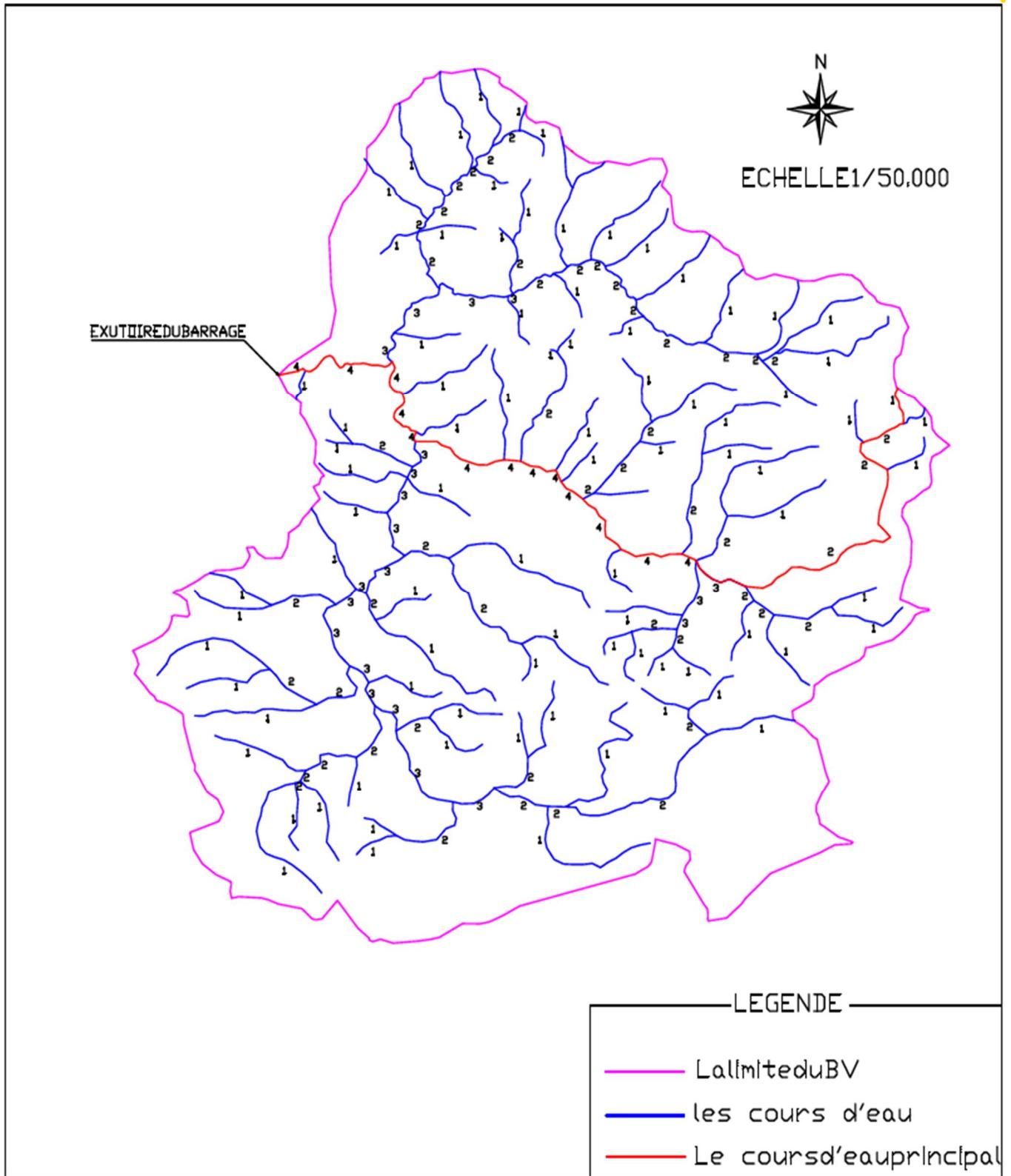


Figure II-2: Réseau hydrographique



## Chapitre II : Etude hydrologique

**Tableau II-2 : récapitulatifs des caractéristiques hydromorphométriques**

Désignation		Symbole	Unités	Valeur
Superficie		S	km <sup>2</sup>	433
Périmètre		P	Km	101
Longueur du thalweg principal		L	Km	31
Pente du thalweg principal		I <sub>c</sub>	%	0,76
Indice de compacité		K <sub>C</sub>	-	1,37
Rectangle Equivalent	Longueur	L <sub>r</sub>	Km	40,11
	Largeur	I <sub>r</sub>	Km	22,65
Altitudes	Maximale	H <sub>max</sub>	m NGA	1786
	Moyenne	H <sub>moy</sub>	m NGA	931,15
	Médiane	H <sub>med</sub>	m NGA	907,6
	Minimale	H <sub>min</sub>	m NGA	600
Pente moyenne de B.V		I <sub>m</sub>	%	4,8
Indice de pente globale		I <sub>g</sub>	%	1,2
Indice de pente de Roche		I <sub>p</sub>	%	1,36
Densité de drainage		D <sub>d</sub>	Km/Km <sup>2</sup>	0,81
Densité hydrographique		F	Km <sup>-2</sup>	0,20
Temps de concentration		t <sub>c</sub>	H	8,91

### II-3 Caractéristiques climatiques :

#### II-3-1 températures :

Les répartitions mensuelles des températures enregistrées au site du barrage se présentent au tableau

**Tableau II-3 : la répartition des températures mensuelles :**

MOIS	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aut	Moy annuelle
T <sub>max</sub> C°	32,3	27,5	20,1	16,7	16,1	17,8	21,2	23,5	28	35	37,5	37,5	26,2
T <sub>min</sub> C°	19,2	15,5	10,2	7,6	6,5	6,5	8,5	9,8	14,1	19,2	21,7	22,4	13,6
T <sub>moy</sub> C°	25,8	21,5	15,2	12,1	11,3	12,2	14,9	16,7	21,1	27,1	29,6	30	19,9

**Source : O.N.M**



## Chapitre II : Etude hydrologique

Comme le montre le tableau, la température moyenne annuelle pour notre région d'étude est de 19,9 c°.

### II-3-2 Le vent :

**Tableau II-4 : Répartition mensuelle du vent :**

D'après le tableau la vitesse moyenne du vent est de (2,8 m/s). Elle présente un maximum de (3,2 m/s), et un minimum de (2,4 m/s).

MOIS	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aut	Moy annuelle
V (m/s)	3	2,4	2,4	2,6	2,5	2,5	2,8	3,2	3,2	3,2	3	2,8	2,8

Source : O.N.M

### II-3-3 la pluviométrie :

**Tableau II-5 : les stations pluviométriques :**

Station	Code de la station	Altitude	Pluie en mm	Années de fonctionnement
Theniet El-had	011605	1150	550,75	41
Fodda barrage	012108	430	338,18	39
Tissemsilt	012304	550	308,55	33

Source : ANRH

La station de Theniet El-had est la plus proche du site du barrage :

Station	Code	Source	Coordonnées			Période d'observation	N (ans)
			X (km)	Y (km)	Z(m)		
Theniet El-had	011605	ANRH	439,8	285,65	1150	1970-2010	41

#### II-3-3-1 Homogénéisation des données :

On est dans la possibilité d'utiliser les tests suivants :

- Test de WILCOXON
- Test de la médiane (MOOD)

Dans notre cas, on opte pour les deux derniers tests

##### 1) Test de WILCOXON :

On coupe notre série des  $P_{\max,j}$  (annexe N°1) en deux parties de tailles différentes. La première appelée X commence en 1969 et se termine en 1988 et la deuxième appelée Y de 1989 jusqu'à 2009. Pour qu'elle soit homogène, il faut que la condition suivante soit vérifiée :  $W_{\min} < W_y < W_{\max}$



## Chapitre II : Etude hydrologique

$$W_{\min} = (((N_1+N_2+1s)*N_1-1)/2) - \mu_{(1-\alpha)/2} * ((N_1*N_2*(N_1+N_2+1))/12)^{0.5} \dots\dots\dots (II- 9)$$

$N_1$  : taille de la série X

$N_2$  : taille de la série Y

$\mu_{(1-\alpha)/2}$  : variable réduite de GAUSSE, pour un seuil de confiance de 95%,  $\mu_{(1-\alpha)/2} = 1.96$

$W_y$  : somme des rangs des valeurs de la série Y

$$W_{\max} = (N_1+N_2+1) N_1 - W_{\min} \dots\dots\dots (II- 10)$$

**Tableau II-6 : Test de WILCOXON :**

X	Y	X U Y	XUYclassé	Rang	X	Y	XUY	XUY classé	Rang
19,4	66,4	19,4	19,4	1	--	--	88,4	51,8	22
71,9	88,4	71,9	21,1	2	--	--	29,6	54,2	23
75,4	29,6	75,4	23,5	3	--	--	23,5	54,6	24
109,6	23,5	109,6	23,7	4	--	--	90	54,7	25
62,7	90	62,7	24,5	5	--	--	62,7	55,6	26
38,9	62,7	38,9	28,6	6	--	--	45,1	60	27
32,8	45,1	32,8	29,6	7	--	--	44,4	62,7	28
44,5	44,4	44,5	30,3	8	--	--	54,6	62,7	29
40,9	54,6	40,9	32,8	9	--	--	42,8	64,2	30
100,9	42,8	100,9	33,3	10	--	--	82,9	66,4	31
64,2	82,9	64,2	36	11	--	--	24,5	66,5	32
51,8	24,5	51,8	37,8	12	--	--	75,4	67,1	33
39,9	75,4	39,9	38,5	13	--	--	37,8	71,9	34
23,7	37,8	23,7	38,9	14	--	--	55,6	75,4	35
66,5	55,6	66,5	39,9	15	--	--	38,5	75,4	36
54,7	38,5	54,7	40,9	16	--	--	60	82,9	37
54,2	60	54,2	42,8	17	--	--	67,1	88,4	38
28,6	67,1	28,6	44,4	18	--	--	36	90	39
47	36	47	44,5	19	--	--	33,3	100,9	40
21,1	33,3	21,1	45,1	20	--	--	30,3	109,6	41
--	30,3	66,4	47	21	--	--	--	--	--

On obtient :  $W_{\min} = 296.6324576$

$W_y = 443$

$W_{\max} = 482.3675424$  d'où on peut conclure que cette série est homogène d'après ce teste.



## Chapitre II : Etude hydrologique

### 2) Test de la médiane (MOOD) :

La série est homogène se vérifie par ce test si :  $N_s > 0.5 * (N+1 - \mu_{(1-\alpha)/2} * (N+1)^{0.5})$ ..... (II-11)

$$T_s < 3.3 * \log (N+1) \dots\dots\dots (II-12)$$

$N_s$  : nombre total de séries de (+) ou de (-)

$\mu_{(1-\alpha)/2}$  : variable réduite de GAUSS, pour un seuil de confiance de 95%,  $\mu_{(1-\alpha)/2} = 1.96$

$T_s$  : la plus grande suite de plus (+) ou de moins (-) dans la série chronologique.

**Tableau II-7 : Test de la médiane (MOOD)**

X	Y	X U Y	XUYclassé	Signe	X	Y	XUY	XUY classé	signe
19,4	66,4	19,4	19,4	+	--	--	88,4	51,8	-
71,9	88,4	71,9	21,1	-	--	--	29,6	54,2	+
75,4	29,6	75,4	23,5	-	--	--	23,5	54,6	+
109,6	23,5	109,6	23,7	-	--	--	90	54,7	-
62,7	90	62,7	24,5	-	--	--	62,7	55,6	-
38,9	62,7	38,9	28,6	+	--	--	45,1	60	+
32,8	45,1	32,8	29,6	+	--	--	44,4	62,7	+
44,5	44,4	44,5	30,3	+	--	--	54,6	62,7	-
40,9	54,6	40,9	32,8	+	--	--	42,8	64,2	+
100,9	42,8	100,9	33,3	-	--	--	82,9	66,4	-
64,2	82,9	64,2	36	-	--	--	24,5	66,5	+
51,8	24,5	51,8	37,8	-	--	--	75,4	67,1	-
39,9	75,4	39,9	38,5	+	--	--	37,8	71,9	+
23,7	37,8	23,7	38,9	+	--	--	55,6	75,4	-
66,5	55,6	66,5	39,9	-	--	--	38,5	75,4	+
54,7	38,5	54,7	40,9	-	--	--	60	82,9	-
54,2	60	54,2	42,8	-	--	--	67,1	88,4	-
28,6	67,1	28,6	44,4	+	--	--	36	90	+
47	36	47	44,5	+	--	--	33,3	100,9	+
21,1	33,3	21,1	45,1	+	--	--	30,3	109,6	+
--	30,3	66,4	47 médiane	-	--	--	--	--	--

Alors :  $N_s = 20$  et  $N_s > 0.5 * (N+1 - \mu_{(1-\alpha)/2} * (N+1)^{0.5}) = 14.64$  première partie de la condition est vérifiée

$T_s = 4$  et  $T_s < 3.3 * \log (N+1) = 5.35$  d'où on peut dire que cette série est homogène.



## Chapitre II : Etude hydrologique

### II-3-3-2 Etude fréquentielle des pluies maximales journalières :

On prendra la série de la station 011605 pour étudier la pluie maximale journalière, étant donné que c'est la série la plus longue et aussi homogène .

- **Caractéristiques de l'échantillon**

**Tableau II-8 :** caractéristiques de l'échantillon

Nombre d'années d'observation	41
La moyenne	52,137
Ecart-type	22,372
Coefficient de variation (Cv)	0.43
Coefficient d'asymétrie (Cs)	0.87

#### Ajustement à la loi de Gauss :

Une variable appartient à la distribution normale lorsque sa fonction de répartition est de la forme :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{1}{2}u^2} du \quad (\text{Fréquence au non dépassement}) \dots\dots\dots (\text{II-13})$$

U : variable réduite de Gauss. Elle est donnée par :  $u = \frac{x - \bar{x}}{\sigma}$

La transformation  $x = \bar{x} + \sigma u$  est l'équation de la droite de Henry sur papier à probabilité gaussienne.

#### 1) Ajustement à la loi de Gumbel :

Cette loi a une fonction de répartition qui s'exprime selon la formule suivante :

$$F(x) = e^{-e^{-\frac{x-x_0}{\alpha}}} \dots\dots\dots (\text{II-14})$$

$$y = \frac{x-x_0}{\alpha}$$

y : Variable réduite de Gumbel.

α : paramètre d'échelle α > 0

x : Précipitation maximale journalière (mm)

x<sub>0</sub> : Paramètre de position (mode).

On peut écrire : y = - ln (- ln (F (x))) et l'équation de la droite de Gumbel est :

$$X = \alpha * Y + X_0$$

#### 2) Ajustement à la loi de Galton :

La loi de Galton a une fonction de répartition qui s'exprime selon la formule suivante :



## Chapitre II : Etude hydrologique

$$F ( X ) = \frac{1}{\sqrt{2 \Pi}} \int_u^{+\infty} e^{-\frac{1}{2}u^2} du \dots\dots\dots( II - 15 )$$

Ou :  $u = \frac{X_i - \bar{X}}{\sigma_x}$  (variable réduite de GAUSS)

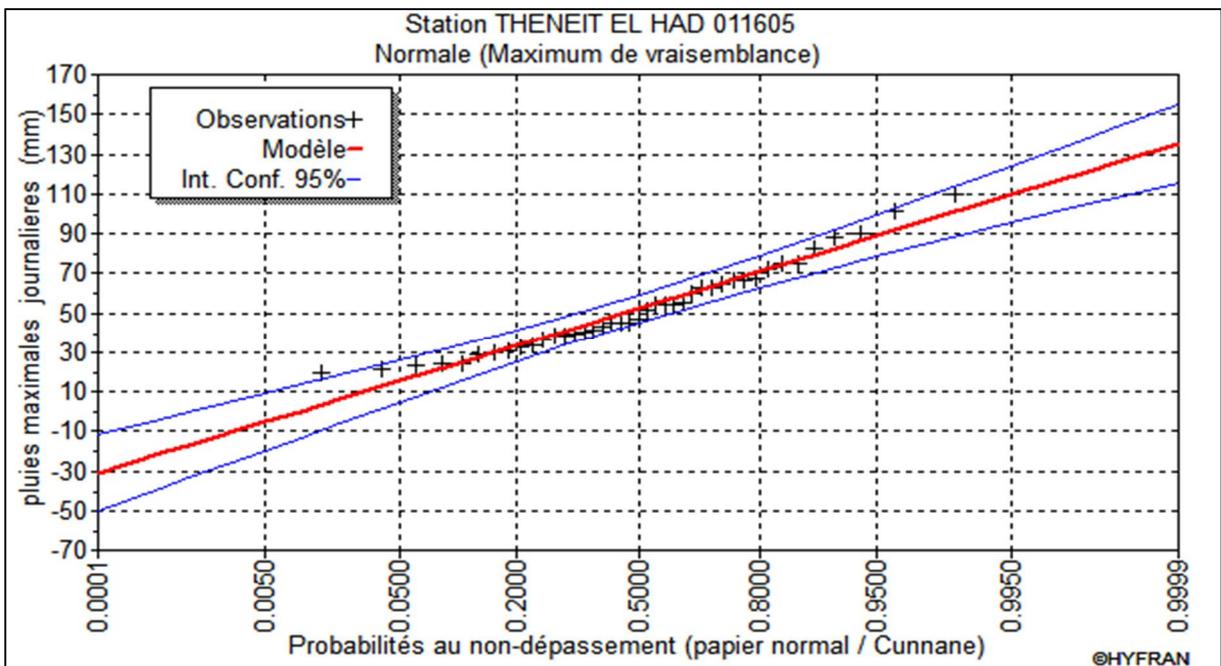
L'équation de la droite de Galton est la suivante :

$$\text{Log } x_{p\%} = \overline{\text{Log } x} + \sigma \text{ Log } U_{p\%}$$

**Tableau II-9:** résultats d'ajustement à la loi de Gauss

Periode de retour (ans)	Probabilité	Pmaxj (mm)	Intervalle confiance95%
10000	0.9999	135.34	115.87-154.82
1000	0.999	121.28	104.65-137.91
200	0.995	109.77	95.402-124.14
100	0.99	104.19	90.884-117.50
50	0.98	98.093	85.912-110.27
10	0.9	80.811	71.515-90.107
5	0.8	70.962	62.965-78.958
2	0.5	52.137	45.287-58.986

Le teste de  $\chi^2$  de Pearson montre que l'ajustement à la loi de Gauss n'est pas adéquats



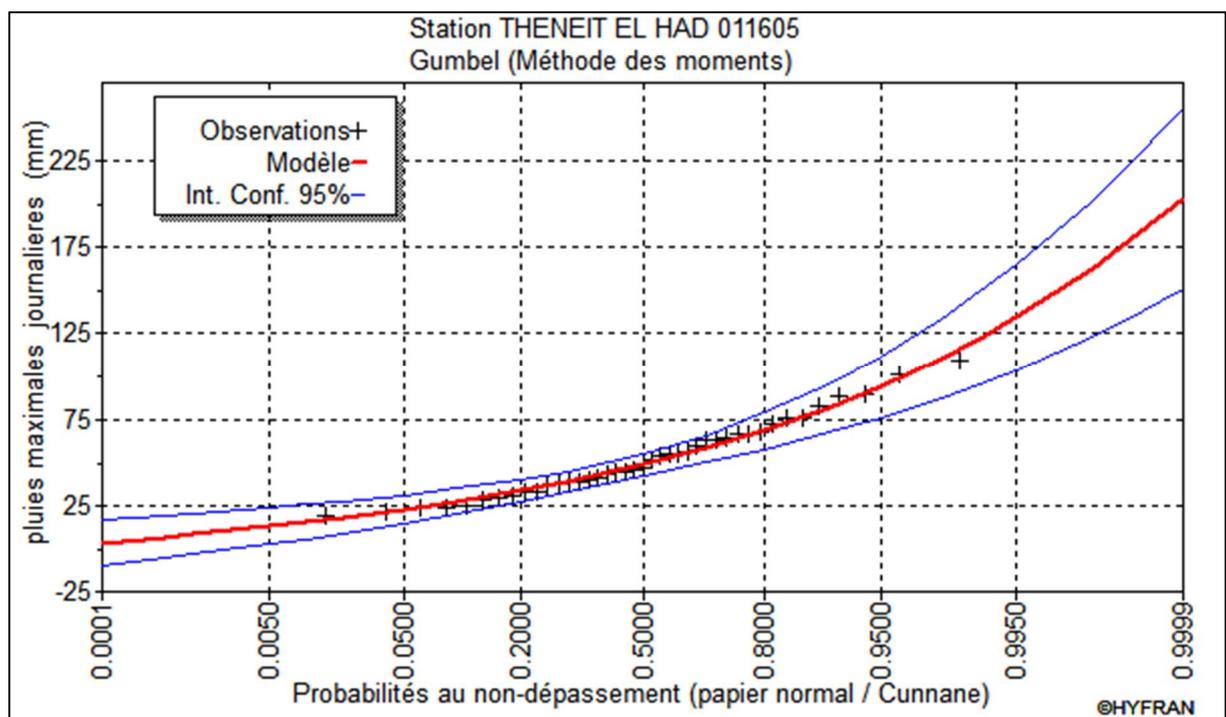
**Figure II-3 :** graphe d'ajustement à la loi de Gauss

## Chapitre II : Etude hydrologique

**Tableau II-10:** résultats d'ajustement à la loi de Gumbel

Période de retour (ans)	Probabilité	Pmaxj (mm)	Intervalle de confiance 95%
10000	0.9999	202.73	150.33-255.12
1000	0.999	162.55	122.96-202.15
200	0.995	134.44	103.75-165.14
100	0.99	122.31	95.433-149.19
50	0.98	110.13	87.059-133.20
10	0.9	81.322	67.022-95.622
5	0.8	68.232	49.826-65.803
2	0.5	48.461	42.174-54.748

Le teste de  $\chi^2$  de Pearson montre que l'ajustement à la loi de Gumbel est adéquats



**Figure II-4 :** graphe ajustement à la loi de Gumbel

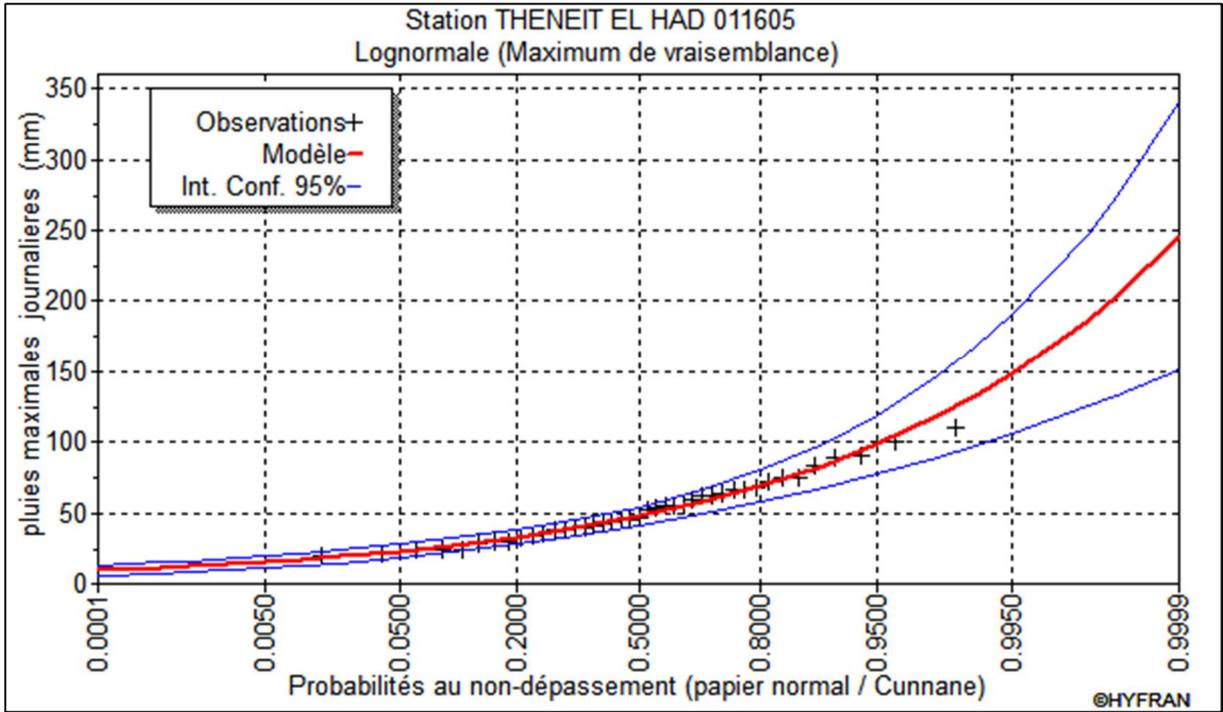
**Tableau II-11 :** résultats d'ajustement à la loi de Galton (logn-ormale)

Période de retour (ans)	Probabilité	Pmaxj (mm)	Intervalle de confiance 95%
10000	0.9999	246.11	151.39-340.84
1000	0.999	186.41	125.16-274.20
200	0.995	148.50	106.34-190.67
100	0.99	133.00	98.032-167.97
50	0.98	117.90	89.528-146.28
10	0.9	83.799	68.408-99.190
5	0.8	68.980	58.082-79.877
2	0.5	47.554	41.119-53.990

Le teste de  $\chi^2$  de Pearson montre que l'ajustement à la loi de Galton est adéquats



## Chapitre II : Etude hydrologique



**Figure II-5** : graphe ajustement à la loi de Galton

**Conclusion** : le test de  $\chi^2$  de Pearson montre que les deux ajustements (Gumbel, Galton) sont adéquats et leur nombre paramètres est le même alors par comparaison graphique on choisit la loi de Galton car tous les points sont plus proches de la droite de HENRY

### II-3-3-3 Pluies à courte durée et leurs intensités :

$$P_{ct} = P_{\max j} \left( \frac{t}{24} \right)^b \dots\dots\dots (II - 16)$$

$P_{ct}$ : pluies de courte durée (mm) de fréquence égale à celle de  $P_{\max j}$ .

$P_{\max j}$ : pluies maximales fréquentielles.

t: temps en heures.

b: exposant climatique ( $b = 0.33$ ).

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

$$I_t = \frac{P_{ct}}{t} \dots\dots\dots (II - 17)$$



## Chapitre II : Etude hydrologique

**Tableau II-12** : les pluies et les intensités pour différentes périodes de retour :

Période T(h)	5		10		20		50		100		1000	
	P <sub>maxj,p%</sub> (mm)	I <sub>0</sub> (mm/h)										
0,5	20,55	41,10	24,49	48,98	28,27	56,55	33,17	66,34	36,84	73,67	48,96	97,91
1	25,48	25,48	30,36	30,36	35,05	35,05	41,12	41,12	45,67	45,67	60,69	60,69
2	31,58	15,79	37,64	18,82	43,45	21,73	50,98	25,49	56,61	28,31	75,24	37,62
3	35,81	11,94	42,68	14,23	49,27	16,42	57,80	19,27	64,20	21,40	85,32	28,44
4	39,15	9,79	46,66	11,67	53,87	13,47	63,19	15,80	70,18	17,55	93,27	23,32
5	41,96	8,39	50,01	10,00	57,73	11,55	67,72	13,54	75,21	15,04	99,95	19,99
6	44,40	7,40	52,91	8,82	61,08	10,18	71,66	11,94	79,58	13,26	105,77	17,63
7	46,57	6,65	55,50	7,93	64,07	9,15	75,17	10,74	83,48	11,93	110,94	15,85
8	48,54	6,07	57,85	7,23	66,78	8,35	78,34	9,79	87,01	10,88	115,63	14,45
9	50,34	5,59	60,00	6,67	69,26	7,70	81,26	9,03	90,24	10,03	119,93	13,33
10	52,01	5,20	61,99	6,20	71,56	7,16	83,95	8,40	93,24	9,32	123,91	12,39
11	53,57	4,87	63,85	5,80	73,71	6,70	86,47	7,86	96,03	8,73	127,63	11,60
12	55,04	4,59	65,60	5,47	75,73	6,31	88,84	7,40	98,66	8,22	131,12	10,93
13	56,42	4,34	67,25	5,17	77,63	5,97	91,07	7,01	101,14	7,78	134,41	10,34
14	57,73	4,12	68,81	4,91	79,43	5,67	93,18	6,66	103,49	7,39	137,54	9,82
15	58,98	3,93	70,30	4,69	81,15	5,41	95,20	6,35	105,73	7,05	140,51	9,37
16	60,17	3,76	71,72	4,48	82,79	5,17	97,12	6,07	107,86	6,74	143,35	8,96
17	61,31	3,61	73,08	4,30	84,36	4,96	98,96	5,82	109,91	6,47	146,07	8,59
18	62,41	3,47	74,38	4,13	85,87	4,77	100,73	5,60	111,87	6,22	148,68	8,26
19	63,47	3,34	75,64	3,98	87,32	4,60	102,44	5,39	113,77	5,99	151,19	7,96
20	64,48	3,22	76,85	3,84	88,72	4,44	104,08	5,20	115,59	5,78	153,62	7,68
21	65,47	3,12	78,02	3,72	90,07	4,29	105,66	5,03	117,35	5,59	155,96	7,43
22	66,42	3,02	79,16	3,60	91,38	4,15	107,20	4,87	119,05	5,41	158,22	7,19
23	67,34	2,93	80,26	3,49	92,65	4,03	108,69	4,73	120,71	5,25	160,42	6,97
24	68,23	2,84	81,32	3,39	93,88	3,91	110,13	4,59	122,31	5,10	162,55	6,77

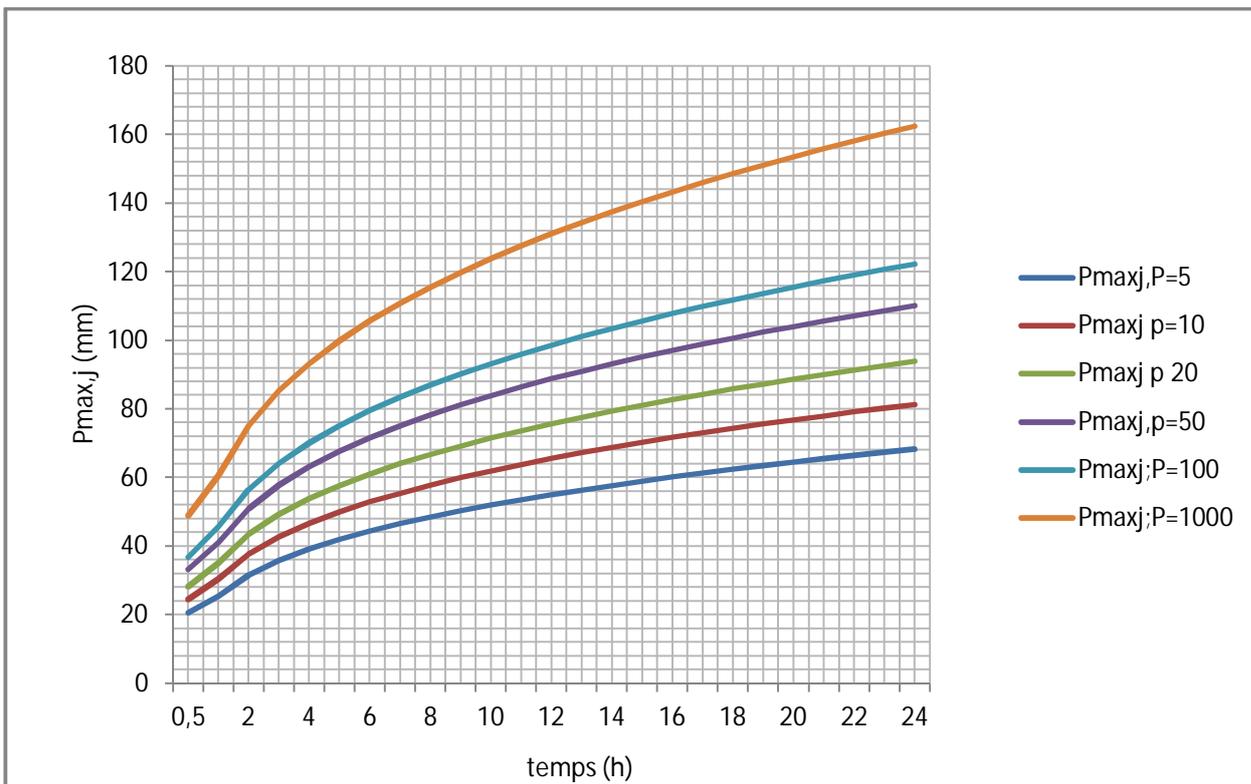


Figure II-6 : représentation des pluies de courte durée en fonction du temps

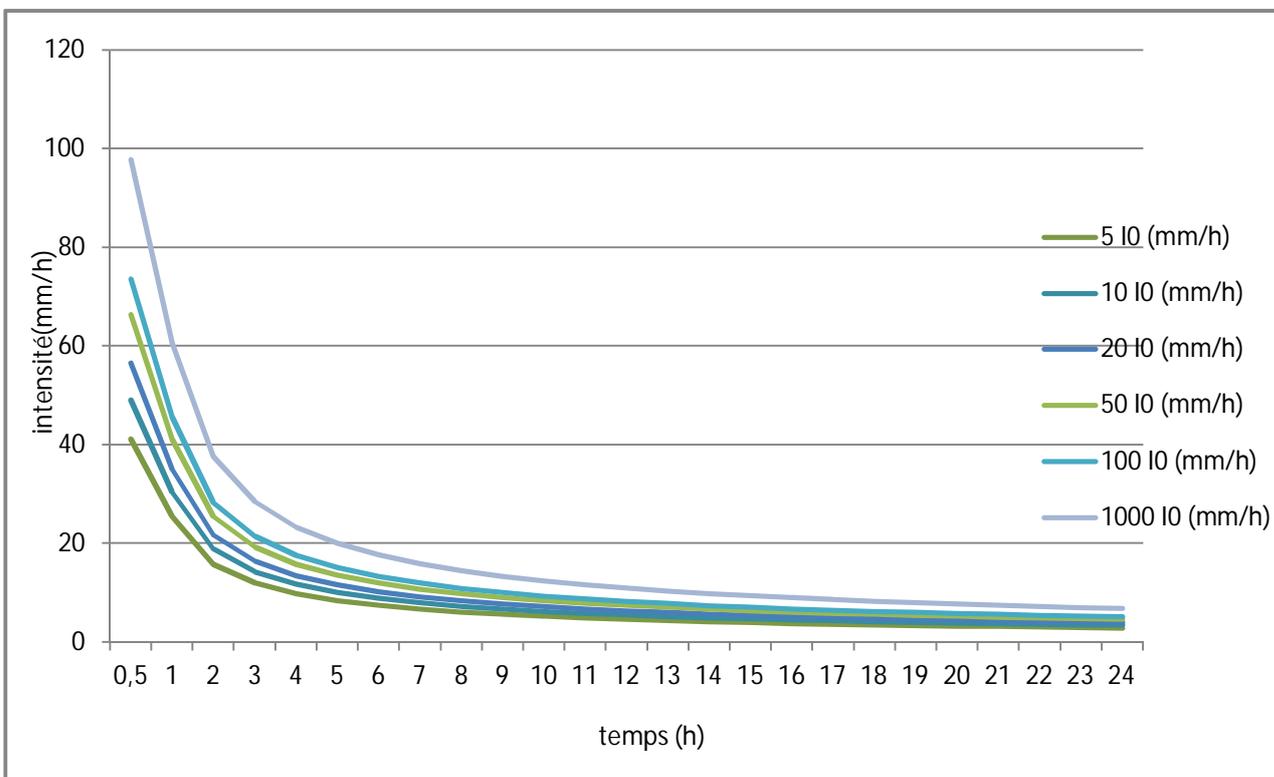


Figure II-7: représentation des intensités en fonction de temps



## Chapitre II : Etude hydrologique

### II-4 Etude des apports :

#### II-4-1 Analogie avec la station de Fodda barrage (012108) :

Vu l'absence de la station hydrométrique au niveau de notre site, on a optée à la méthode d'analogie qui est basée sur les informations des apports de la station hydrométrique voisine (Fodda barrage).

La série des apports liquides est représentée dans l'Annexe I. L'apport moyen annuel de la station est de: 82,95 Mm<sup>3</sup>.

**Tableau II. 13:** Répartition mensuelle de l'apport moyen de la station

MOIS	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aut	TOTAL
A (mm <sup>3</sup> )	1,52	4,19	3,98	9,45	14,78	15,36	12,94	10,82	5,77	2,03	1,10	1,04	82,95
A(%)	1,83	5,05	4,79	11,39	17,81	18,51	15,59	13,05	6,96	2,45	1,32	1,25	100,00

L'apport moyen annuel du site est calculé par la formule suivante :

$$A_{site} = A_{st} \left( \frac{S_{bv}^{site}}{S_{bv}^{st}} \right) \dots\dots\dots (II.18)$$

Avec :  $A_{site}$ : Apport moyen annuel estimé du site ;

$A_{st}$ : Apport moyen annuel de la station (012108) ;

$S_{bv}^{site}$  : Surface du bassin versant du site est de 433 Km<sup>2</sup> ;

$S_{bv}^{st}$  : Surface du bassin versant où se trouve la station (012108) est de 800Km<sup>2</sup>.

$$A_{site} = 44,9 \text{ Mm}^3$$

**Tableau II.14:** Répartition mensuelle de l'apport moyen du site

MOIS	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aut	TOTAL
A (mm <sup>3</sup> )	0,82	2,27	2,15	5,11	8,00	8,31	7,00	5,86	3,12	1,10	0,59	0,56	44,90
A(%)	1,83	5,05	4,79	11,39	17,81	18,51	15,59	13,04	6,96	2,45	1,32	1,25	100,00

#### II-4-1-1 Caractéristiques de l'écoulement :

$$A_0 = 44,9 \text{ Mm}^3$$

##### 1) Le débit spécifique :

$$M_0 = \frac{A_0}{T * S} \dots\dots\dots (II-19)$$

$A_0$  : apport moyen interannuel       $A_0 = 44,9 \text{ Mm}^3$

T : temps d'une année en seconde       $T = 31,536 \cdot 10^6 \text{ s}$

S: surface de bassin versant       $S = 433 \text{ Km}^2$

$$M_0 = 3,28 \text{ l/s/Km}^2$$



## Chapitre II : Etude hydrologique

### 2) La lame d'eau écoulée :

$$L_e = \frac{A_0}{S} \dots \dots \dots (II - 20) \quad \text{AN : } L_e = 103.7 \text{ m}$$

### II-4-1-2 Analyse fréquentielle des apports :

Pour l'analyse fréquentielle des apports on ajuste la série à la loi de Galton

$$C_v = 0.43 \quad C_s = 0.87$$

Les apports annuels ajustés à une loi statique log-normal de forme :

$$A_{( \% )} = \frac{A}{(C_v^2 + 1)^{1/2}} \cdot e^{U(\ln(C_v + 1))^{1/2}} \dots \dots \dots (II - 21)$$

A<sub>(%)</sub>: apport de fréquence donnée.

U:variable réduite de Gauss.

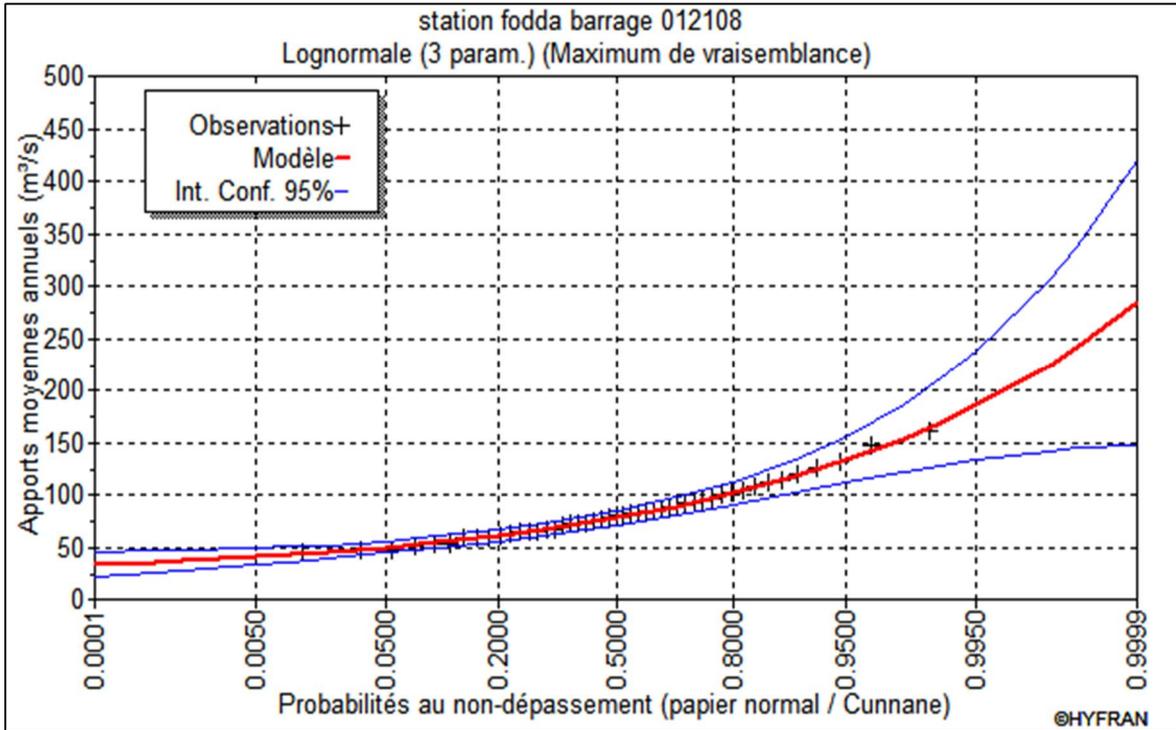
Les calculs des apports fréquentiels a conduit au tableau suivant:

**Tableau II-15: les résultats de l'ajustement des apports à la loi de Galton :**

Periode de retour (ans)	Probabilité	Les apports	Intervalle confiance95%
10000	0.9999	283.775	147.957-419.592
1000	0.999	224.040	142.094-305.987
200	0.995	185.406	132.869-237.942
100	0.99	169.403	127.499-211.306
50	0.98	153.687	121.182-186.192
10	0.9	117.604	101.846-133.362
5	0.8	101.607	90.5738-112.641
2	0.5	78.0093	70.8314-85.1871
1.25	0.2	61.29	55.6586-66.9258



## Chapitre II : Etude hydrologique



**Figure II-8 :** Représentation graphique de la loi log-normale.

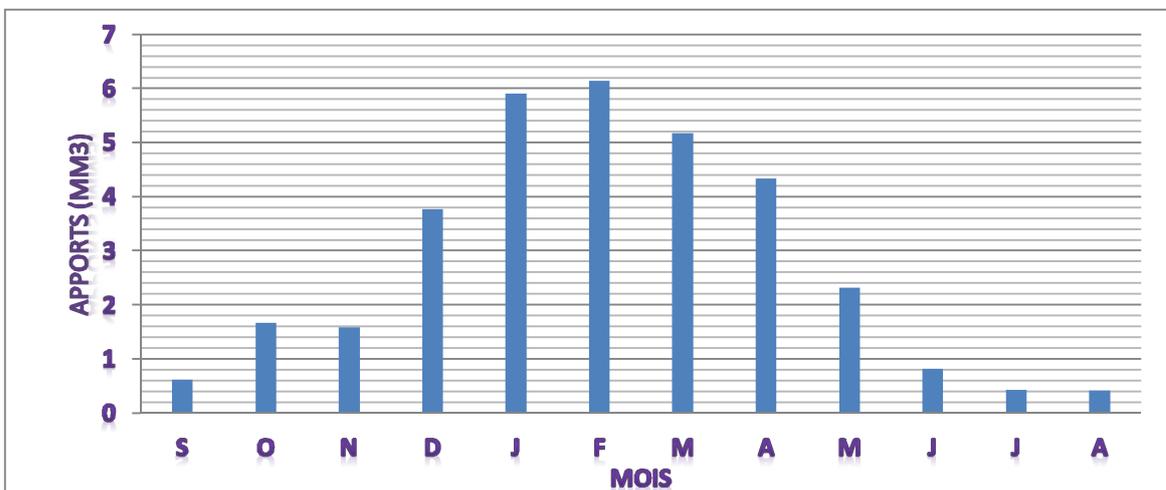
- **La répartition de l'apport de la fréquence 80% :**

$$A_{80\%}^{site} = A_{80\%}^{st} \left( \frac{S_{bv}^{site}}{S_{bv}^{st}} \right) \dots\dots\dots (II.22)$$

La répartition mensuelle de l'apport moyen annuel suit la même répartition mensuelle des précipitations ; on a :  $A_{80\%}^{st} = 33.17 \text{ Mm}^3$ .

**Tableau II-16:** la répartition de l'apport de la fréquence 80%

c	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Annuel
Apport (%)	1,83	5,05	4,79	11,39	17,81	18,51	15,59	13,05	6,96	2,45	1,32	1,25	100,00
Apport (Mm <sup>3</sup> )	0.61	1.67	1.58	3.77	5.91	6.14	5.17	4.33	2.31	0.81	0.43	0.41	33.17



**Figure II-9:** représentation graphique de l'apport de la fréquence 80%



**II-4-2 Apport solide :**

Le manque des données de mesure du transport solide nous ramène à utiliser les méthodes empiriques qui nous permet l'ordre de grandeur acceptable de l'écoulement solide.

Tel que les eaux du cours d'eaux transportent les sédiments sous deux formes :

- ✓ En suspension.
- ✓ Par charriage.

**a. Apport solide en suspension :**

**-Formule de Tixeront :**

La formule de Tixeront est basée sur la relation suivante pour l'évaluation du taux d'abrasion:

$$T_a = 92 \cdot L_e^{0,21} \dots\dots\dots (II.23).$$

AN:  $T_a = 2003,48 \text{ T/km}^2/\text{an}$

Où:

$T_a$  : Taux d'abrasion,  $\text{T/km}^2/\text{an}$ .

$L_e$  : Lamme d'eau écoulee en mm

En tenant compte du poids spécifiques moyen des sédiments  $\gamma_s = 1,6T / m^3$ .

Le volume annuel est exprimé comme suit:

$$V_s = \frac{T_a \cdot S}{\gamma_s} = 542191,77 m^3 / \text{an}$$

$V_s = 542191,77 \text{ m}^3/\text{an}$

Le volume mort est égal au produit de l'écoulement moyen interannuel solide par le nombre d'années de la période. La garde d'envasement (période pendant laquelle la retenue est exploitable) est généralement calculée pour une période de 10 à 50 ans. Prenons 50 ans.

1. Pour 10 ans :  $V_{\text{mort}} = n \cdot V_s = 10 \cdot 542191,77 = 5421917,7 \text{ m}^3$  ; Alors :  $V_{\text{mort}} = 5.42 \text{ Mm}^3$ .

2. Pour 20 ans :  $V_{\text{mort}} = n \cdot V_s = 20 \cdot 542191,77 = 10843835,5 \text{ m}^3$  ; Alors :  $V_{\text{mort}} = 10.84 \text{ Mm}^3$ .

3. Pour 50 ans :  $V_{\text{mort}} = n \cdot V_s = 50 \cdot 542191,77 = 27109588,7 \text{ m}^3$  ; Alors :  $V_{\text{mort}} = 27.1 \text{ Mm}^3$ .

**b. Apport solide par charriage :**

En général le transport solide par charriage est estimé en Algérie de (15 %) du transport solide en suspension, donc le transport solide par charriage 15% du transport solide en suspension

Donc : Le transport solide par charriage =  $4,06 \text{ Mm}^3$ . Le volume mort total est estimer alors  $V_{\text{mort}} = 27,1 + 4,06 = 31,16 \text{ Mm}^3$

Doc : le volume mort estimé à 50 ans est de  **$31.16 \text{ Mm}^3$** .



# Chapitre II : Etude hydrologique

## II-5 Etude des crues :

Le but de cette étude est de déterminer les paramètres qui caractérisent une crue

- Le débit de pointe
- le volume de la crue
- le temps de base
- l'hydrogramme de la crue

Pour le calcul de débit de pointe on a opté pour les formules empiriques suivantes qui tiennent en compte de plusieurs paramètres de bassin versant

### • Formule de SOKOLOVSKY :

On a : 
$$Q_{max p\%} = \frac{0.28(P_{tc p\%} - H_0)\alpha_{p\%} FS}{T_m} \dots\dots\dots(II - 24)$$

Ptc<sub>p%</sub> : Précipitation de probabilité P% correspondant à un temps tc, en mm

T<sub>m</sub>= T<sub>c</sub>: temps de concentration. T<sub>m</sub>= 8,91 h

F : Coefficient de forme de la crue : F = 12 / (4+3.γ)

H<sub>0</sub> :C'est la perte d'eau initiale. Au nord de l'Algérie H<sub>0</sub>=7 mm

Pour un bassin boisé, sol perméable 3 ≤ γ ≤ 4.

On prend : γ = 3 D'où : F = 0.92

S : Superficie du bassin (Km<sup>2</sup>).

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

$$\alpha_{p\%} = \frac{\sqrt{P_{ct\%}} - \sqrt{H_0}}{\sqrt{P_{ct\%}} + \sqrt{H_0}} \dots\dots\dots (II-25)$$

Période de retour	5	10	20	50	100	1000
Ptc <sub>p%</sub>	50,19	59,81	69,05	81,00	89,96	119,56
α <sub>p%</sub>	0,60	0,61	0,62	0,63	0,64	0,65
Qmax (m <sup>3</sup> /s)	324,41	403,28	481,60	583,62	664,67	915,91

### • Formule de GIANDOTTI :

$$Q_{max .P\%} = \frac{C.S.H_{tc.P\%} \sqrt{H_{moy} - H_{min}}}{4\sqrt{S} + 1.5L_{cp}} \dots\dots\dots (II-26)$$

C : coefficient topographique variant entre 100 et 166 dans notre cas est pris 166

S : surface du B.V S=433 Km<sup>2</sup>

H<sub>tc,p%</sub> : pluie courte durée (pout t=tc =8.91h)



## Chapitre II : Etude hydrologique

Hmoy : altitude moyenne en m Hmoy=931.15m

Hmin : altitude minimale en m Hmin=600m

Lp : longueur de thalweg principale en Km Lcp=31 km

Période de retour	5	10	20	50	100	1000
Qmax (m <sup>3</sup> /s)	1601.62	1908.61	2203.47	2584.81	2770.74	3815.31

- Formule de Mallet-Gauthier :**

$$Q_{\max .P\%} = \frac{2.K.\log(1 + AP_{an}).S\sqrt{1 + 4 \log T - \log S}}{\sqrt{L_{CP}}} \dots\dots\dots (II-27)$$

K : représente la géomorphologie du bassin versant comprise entre 1et 3 prise 2

A : représente les conditions climatiques compris entre 20 et 30 prises 20

T : période de retour (année)

Période de retour	5	10	20	50	100	1000
Qmax (m <sup>3</sup> /s)	360,93	515,73	633,78	762,28	846,63	1080,55

Sur la base de ces résultats, les valeurs adoptées sont celle de formule de SOKOLVSKY ,car du fait que cette méthode est d'usage très répandue chez les hydrologues dans les bassins à grande superficie, celle-ci tient compte de plusieurs paramètres caractérisant le bassin versant (la pluie a court durée, caractéristiques climatiques, la surface du bassin versant, Coefficient de ruissellement de la crue pour une période donnée....etc) et c'est pour cette raison qu'on a adopté la méthode de SOKOLVSKY

### II-5-1 Hydrogrammes des crues :

On utilisera la méthode de SOKOLOVSKI pour tracer les Hydrogrammes des crues :

$$Q_{\text{montée}} = Q_{\max} \left( \frac{t}{t_m} \right)^2 \dots\dots\dots (II-28)$$

$$Q_{\text{déc}} = Q_{\max} \left( \frac{t_d - t}{t_d} \right)^3 \dots\dots\dots (II-29)$$

$Q_{\max}(\%)$ : Débit maximum de fréquence donnée.

$Q_t$ : Débit instantané au moment (t).

$t_m, t_d$ : Temps de montée et de décrue.

Temps de base:  $t_b = t_m + t_d$

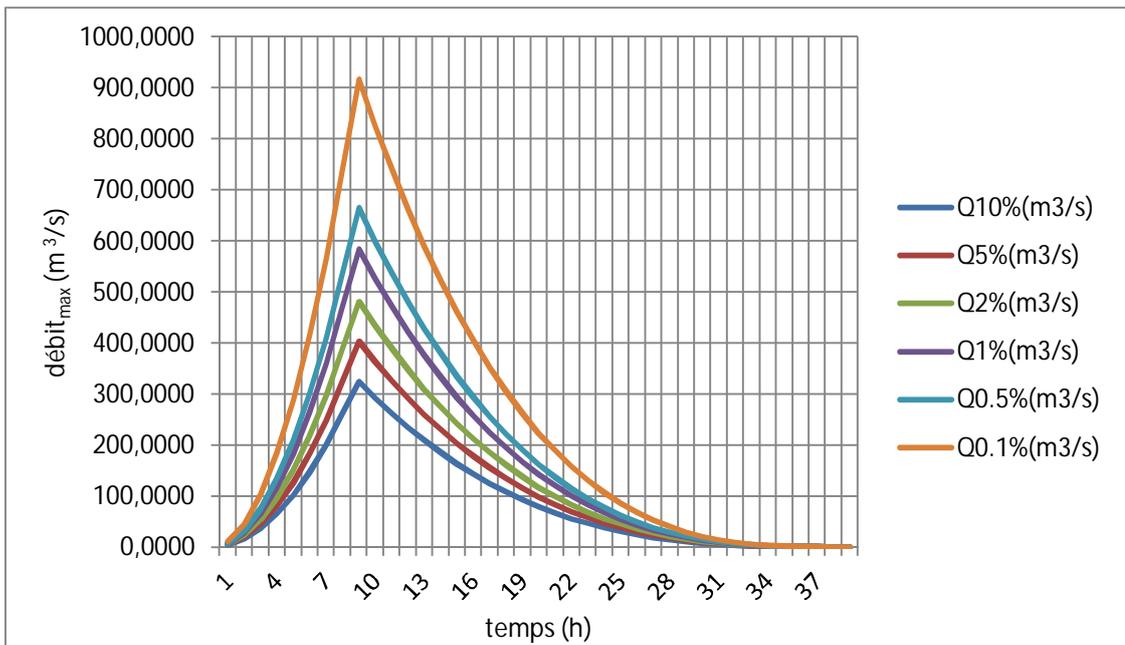
On considère généralement que:  $t_d = \gamma t_m = 8.91h$  donc  $t_d = 3 t_m = 26.73h$  , et  $t_b = 35.64h$



## Chapitre II : Etude hydrologique

**Tableau II-17:** les résultats des hydrogrammes de crue par la méthode de SOKOLOVSKI

Temps	Q <sub>10%</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>5%</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>2%</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>1%</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>0,5%</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>0,1%</sub> (m <sup>3</sup> /s)
1	4,0864	5,0799	6,0664	7,3515	8,3724	11,5371
2	16,3455	20,3194	24,2656	29,4059	33,4897	46,1485
3	36,7774	45,7187	54,5976	66,1633	75,3517	103,8341
4	65,3821	81,2777	97,0624	117,6237	133,9586	184,5939
5	102,1595	126,9964	151,6600	183,7870	209,3103	288,4280
6	147,1097	182,8748	218,3904	264,6533	301,4069	415,3363
7	200,2327	248,9129	297,2536	360,2225	410,2483	565,3189
8	261,5284	325,1107	388,2496	470,4947	535,8345	738,3757
8,91	324,4100	403,2800	481,6000	583,6200	664,6700	915,9100
10	292,3570	363,4343	434,0159	525,9560	598,9979	825,4143
11	262,4880	326,3036	389,6742	472,2211	537,8006	741,0850
12	234,7260	291,7922	348,4604	422,2767	480,9202	662,7043
13	208,9940	259,8042	310,2601	375,9843	428,1989	590,0547
14	185,2148	230,2439	274,9590	333,2050	379,4788	522,9187
15	163,3114	203,0154	242,4425	293,8004	334,6018	461,0787
16	143,2067	178,0229	212,5963	257,6317	293,4102	404,3170
17	124,8237	155,1707	185,3060	224,5604	255,7461	352,4161
18	108,0853	134,3628	160,4571	194,4476	221,4515	305,1584
19	92,9145	115,5037	137,9353	167,1550	190,3685	262,3263
20	79,2341	98,4973	117,6262	142,5436	162,3393	223,7023
21	66,9671	83,2480	99,4153	120,4751	137,2060	189,0687
22	56,0364	69,6598	83,1883	100,8106	114,8106	158,2081
23	46,3650	57,6371	68,8307	83,4115	94,9952	130,9027
24	37,8758	47,0840	56,2281	68,1392	77,6021	106,9350
25	30,4917	37,9048	45,2662	54,8551	62,4731	86,0875
26	24,1357	30,0035	35,8304	43,4205	49,4506	68,1425
27	18,7307	23,2844	27,8064	33,6968	38,3765	52,8825
28	14,1996	17,6518	21,0799	25,5453	29,0929	40,0898
29	10,4654	13,0097	15,5363	18,8274	21,4421	29,5470
30	7,4510	9,2624	11,0613	13,4044	15,2660	21,0364
31	5,0793	6,3141	7,5404	9,1377	10,4067	14,3404
32	3,2733	4,0691	4,8593	5,8887	6,7065	9,2415
33	1,9559	2,4314	2,9036	3,5186	4,0073	5,5220
34	1,0500	1,3053	1,5587	1,8889	2,1513	2,9644
35	0,4786	0,5949	0,7105	0,8610	0,9805	1,3512
35.64	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000



**Figure II-10** : représentation graphique des hydrogrammes des crues

### II-5-2 Choix de la crue du projet

Pour le choix de la crue de projet on doit tenir compte des caractéristiques géologiques et hydrologiques du bassin versant ainsi le risque en aval, dans notre cas nous considérons que les connaissances hydrologiques sont moyennes le risque en aval est un peu élevé alors on opte pour la crue millénaire

$$Q_{max,0.1\%} = 915,9100 \text{ m}^3/\text{s}$$

### II-5-3 Choix de la crue de chantier :

La protection contre la crue est obtenue par un amortissement de celle-ci par un batardeau tandis que l'ouvrage de dérivation proprement dit n'est dimensionné que pour une fraction de débit de pointe de la crue.

Les barrages lors de la construction sont souvent protégés contre les crues cinquantenales ou même centennales, mais dans notre pays, l'ouvrage de dérivation est souvent dimensionné contre les crues dont la période de retour varie entre 10 et 50 ans. Et d'une autre part lorsque le batardeau est incluse dans la digue on peut lui attribué une petite sur élévation car il va être un ouvrage permanent par la suite, par contre si le batardeau est indépendant de la digue il faut chercher la solution la plus économique puisque le batardeau est provisoire.

Vu toutes ces exigences on va choisir la crue (10 ans) pour la conception des ouvrages de dérivation et prises d'eau. D'où:  $Q = Q_{max, 10\%} = 324.21 \text{ m}^3/\text{s}$



## Chapitre II : Etude hydrologique

### II-6 Etude de Régularisation :

L'étude de régularisation a pour objectif de préciser en fonction de la capacité de la retenue le débit garanti qui peut être fourni par l'aménagement

#### II-6-1 les courbes caractéristiques :

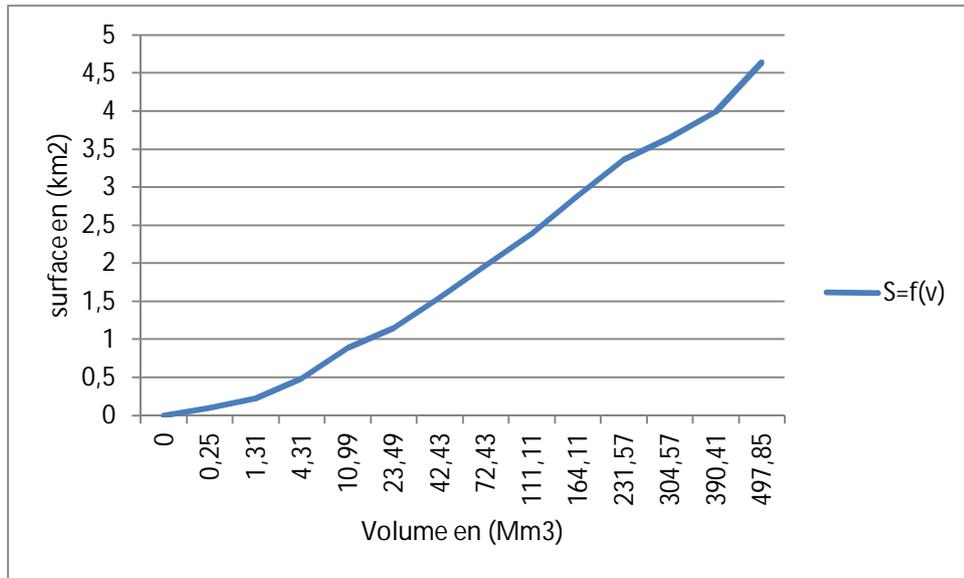
A partir de plan topographique on mesure les surfaces correspondantes à chaque cote et on calcule le volume

$$V_1 = \frac{2}{3} \times S_1 \times H_1 \dots \dots \dots (II - 30)$$

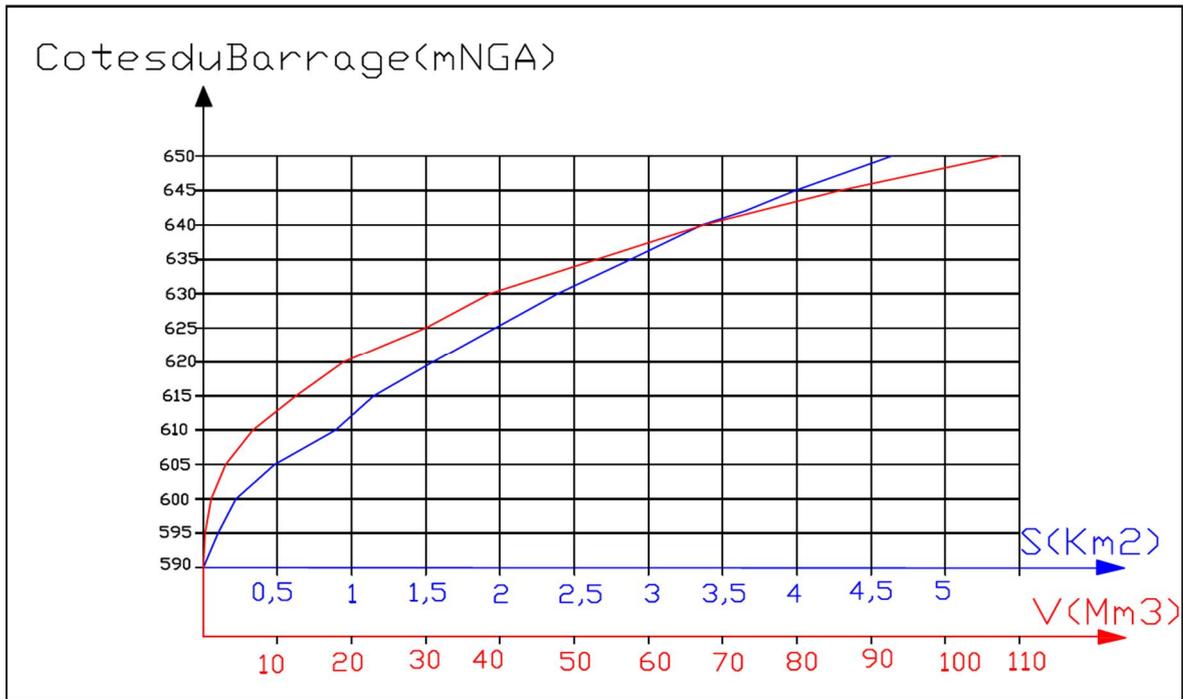
$$V_n = V_{n-1} + (S_{n-1} + S_n) \cdot \Delta H / 2 \dots \dots \dots (II - 31)$$

altitudes (m)	surfaces Km <sup>2</sup>	volume Mm <sup>3</sup>
590	0,00	0
595	0.1	0.25
600	0.22	1.31
605	0.48	4.31
610	0.89	10.99
615	1.15	23.49
620	1.55	42.43
625	1.97	72.43
630	2.39	111.11
635	2.88	164.11
640	3.36	231.57
642	3.65	304.57
645	3.99	390.41
650	4.64	497.85

## Chapitre II : Etude hydrologique



**Figure II-11** : courbe surface-volume :



**Figure II-12** : courbe côte-surface-capacité

### II-6-2 Calcul de volume utile :

**Tableau II-18**: la répartition mensuelle de W80%

Année	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Annuel
Apport (%)	1,83	5,05	4,79	11,39	17,81	18,51	15,59	13,05	6,96	2,45	1,32	1,25	100,00
Apport (Mm <sup>3</sup> )	0.61	1.67	1.58	3.77	5.91	6.14	5.17	4.33	2.31	0.81	0.43	0.41	33.17



## Chapitre II : Etude hydrologique

**Tableau II-19** : la répartition mensuelle des besoins

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aut	Total
Besoin(Mm <sup>3</sup> )	2,04	1,36	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	1,52	1,24	4,45	4,69	4,75	21,2
Besoin(%)	9,62	6,42	1,08	1,08	1,08	1,08	1,08	7,17	5,85	20,99	22,12	22,41	100

Source : ANBT

L'apport est supérieur à la demande alors on fera une régularisation saisonnière Le calcul de la régularisation est effectué en utilisant "la méthode du bilan d'eau"

### II-6-2-1 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes :

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

**Tableau II-20** : Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

Mois	A <sub>80%</sub>	U	A <sub>80%</sub> - U	1ère consigne			2eme consigne		
				V <sub>rf</sub>	V <sub>ri</sub>	S	V <sub>rf</sub>	V <sub>ri</sub>	S
Oct	1.67	1.36	0.31	31.16		-		31.16	
				31.47	31.16		31.16	31.16	0.31
Nov	1.58	0.23	1.35	32.82	31.47	-	31.16	31.16	1.35
				36.36	32.82		31.16	31.16	3.54
Jan	5.91	0.23	5.68	42.04	36.36	-	31.16	31.16	5.68
				47.95	42.04		36.01	31.16	1.06
Mar	5.17	0.23	4.94	49.77	44.83	3.12	40.95	36.01	-
				47.64	44.83	4.94	43.76	40.95	-
Mai	2.31	1.24	1.07	45.9	44.83	2.81	44.83	43.76	-
				41.19	44.83	1.07	41.19	44.83	-
Juil	0.43	4.69	-4.26	36.93	41.19	-	36.93	41.19	-
				32.59	36.93	-	32.59	32.93	-
Aou	0.41	4.75	-4.34	31.16	32.59	-	31.16	32.59	-
				S		11.94	S		11.94

D'après le tableau ci-avant on a les résultats suivants :

$V_s=25.61 \text{ Mm}^3$  et  $V_d= 13.67 \text{ Mm}^3$  ; donc la retenue fonctionne à un seul temps.  $V_s > V_d$



## Chapitre II : Etude hydrologique

Alors :  $V_u = V_d = 13.67 \text{ Mm}^3$

$V_u = 13.67 \text{ Mm}^3$

$V_{\text{NNR}} = V_u + V_m = 13.67 + 31.16 = 44.83 \text{ Mm}^3$

### II-6-2-2 Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes :

Les pertes dans la retenue sont de deux sortes :

- ✓ Pertes par évaporation.
- ✓ Pertes par infiltration.

#### a) Pertes par évaporation :

$$V_{ep} = E_s \cdot S_{moy}$$

$V_{ep}$  : Volume perdu par évaporation.

$E_s$  : Evaporation mensuelle (mm).

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

$$V_{moy} : \text{volume moyen} \left[ V_{moy} = \frac{V_{rf,i} + V_{rf,i+1}}{2} \right] \dots \dots \dots (II - 32) .$$

#### b) Pertes par infiltration :

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{inf} = \frac{\delta \cdot V_{moy}}{100} \dots \dots \dots (II - 33)$$

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

$\delta$  : Coefficient qui dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette

**Tableau II-21** : valeurs de  $\delta$  en fonction des conditions hydrogéologiques

Nature	Hauteur d'infiltration pendant une année (cm)	$\delta$	
		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

$\delta = 0,5$

**Tableau II-22** : Les volumes des pertes dans la retenue

$V_{moy}$	$S_{moy}$	$E_s$	$V_{ev}$	$V_{inf}$	Pertes
58,69	3,069	0,1407	0,43	0,59	0,02
60,55	3,1305	0,0798	0,24	0,61	0,85
64,70	3,2685	0,0565	0,18	0,65	0,83
68,94	3,4375	0,0567	0,19	0,69	0,52
66,22	3,5045	0,0642	0,22	0,66	0,50
66,22	3,5045	0,0953	0,33	0,66	0,99
66,22	3,5045	0,1324	0,46	0,66	1,12
66,22	3,5045	0,175	0,61	0,66	0,95
65,66	3,436	0,2628	0,90	0,65	0,20
62,11	3,2905	0,3005	0,98	0,62	0,21
60,09	3,157	0,2786	0,87	0,60	0,19
56,53	3,072	0,1899	0,58	0,56	0,02



## Chapitre II : Etude hydrologique

**Tableau II-23 : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes**

Mois	$A_{(80\%)}$	$U_{20\%}$	Pertes	$A_{80\%} - (U_{80\%} + P)$	1 <sup>ere</sup> consigne			2 <sup>eme</sup> consigne		
	(Mm <sup>3</sup> )	(Mm <sup>3</sup> )	(Mm <sup>3</sup> )	(Mm <sup>3</sup> )	$V_{rr}$ (Mm <sup>3</sup> )	$V_{ri}$ (Mm <sup>3</sup> )	S(Mm <sup>3</sup> )	$V_{rr}$ (Mm <sup>3</sup> )	$V_{ri}$ (Mm <sup>3</sup> )	S(Mm <sup>3</sup> )
Oct	1.67	1,36	0,02	0.29	31.45	31.16			31.16	
Nov	1.58	0,23	0,85	0.5		31.45			31.16	31.16
Dec	3.77	0,23	0,83	2.71	31.95	31.95		31.16	31.16	0.5
Jan	5.91	0,23	0,52	5.16	34.67	34.67		31.16	31.16	2.71
Fev	6.14	0,23	0,50	5.41	39.83	39.83		31.16	31.16	2.04
Mar	5.17	0,23	0,99	3.95	45.24	45.24		34.28	31.16	
Avr	4.33	1,52	1,12	1.69	45.45	45.45	3.73	39.69	34.28	
Mai	2.31	1,24	0,95	0.12	45.45	45.45	1.69	43.64	39.69	
Juin	0.81	4,45	0,20	-3.84	45.45	45.45	0.12	45.33	43.64	
Juil	0.43	4,69	0,21	-4.47	41.61	41.61		45.45	45.33	
Aut	0.41	4,75	0,19	-4.53	37.14	37.14		41.61	45.45	
Sep	0.61	2,04	0,02	-1.45	32.61	32.61		37.14	41.61	
Total	-	-	-	-	31.16	31.16		32.61	37.14	
							5.54	31.16		5.54

D'après le tableau ci-avant on a les résultats suivants :

$V_s=19.83 \text{ Mm}^3$  et  $V_d= 14.29 \text{ Mm}^3$  ; donc la retenue fonctionne à un seul temps  $V_s > V_d$

Alors :  $V_u=V_d = 14.29 \text{ Mm}^3$

$$V_u = 14.29 \text{ Mm}^3$$

Nous avons :  $E = (V'_u - V_u)/V_u$       $E = |14.29 - 13.67| / 13.67 = 4,53\% < 5\%$

E : l'erreur relative qui conditionne l'acceptation des résultats.

$$V_{NNR} = V_u + V_m = 14.29 + 31.16 = 45.45 \text{ Mm}^3$$

$$V_{NNR} = 45.45 \text{ Mm}^3$$

La cote normale de la retenue sera :

$$C_{NNR} = 632.5 \text{ m NGA.}$$

**Tableau II-24 : récapitulatif des paramètres hydrologiques et de régularisation**

Dénomination	Unité	Valeur
Volume mort	Mm <sup>3</sup>	31.16
Volume utile	Mm <sup>3</sup>	14.29
Volume au NNR	Mm <sup>3</sup>	45.45
Cote NNR	m NGA	632.5
Cote de volume mort	m NGA	625.5



**II-7 Laminage des crues :**

Laminage des crues nous permet de déterminé le débit déversant maximum, la charge maximale sur le déversoir, la section optimale du déversoir et le volume forcé (stocké)

- **Le principe de laminage est :**

$V_{st} = Q_c(t) dt - Q_e(h) dt$  avec  $V_{st} = S(h) dh$  si on remplace dans l'équation précédente on obtient  $S(h)dh = Q_c(t) dt - Q_e(h) dt$  et  $(dh/dt) = (Q_c - Q_e)/S(h)$

Il existe plusieurs méthode pour résoudre cette équation nous optons pour la méthode de Kocherine

**II-7-1 La méthode de KOCHERINE :**

La méthode se base sur les principes suivants:

- 1- l'Hydrogramme de crue est considéré comme un triangle ou un trapèze.
- 2- les débits transitant par l'évacuateur de crue se déversent selon une fonction linéaire.
- 3- le laminage commence avec le remplissage de la cuvette au niveau NNR;
- 4- les pertes par infiltration et évaporation sont concéderait comme nulles au moment de la crue.

Le débit d'évacuation est calculé d'après la formule suivante:

$$Q = mb\sqrt{2.g}.H^{\frac{3}{2}} \dots\dots\dots (II.34)$$

Avec : m: coefficient de débit dépend de la forme de déversoir m=0.49.

b: largeur du déversoir (m).

h: charge d'eau sur le déversoir dépend de la vitesse d'approche d'eau.

$$H_0 = H + \alpha \frac{V_0^2}{2g} \dots\dots\dots (II.35)$$

Avec :  $H_0$ :charge globale.

$V_0$ :vitesse d'approche d'eau déterminée d'abord dans le lit d'après la formule:

$$V_0 = \frac{Q}{S} \dots\dots\dots (II.36)$$

Avec:  $S = b. H$

Tous les résultats sont représentés dans le tableau (II.25)



## Chapitre II : Etude hydrologique

**Tableau II.25 : récapitulatif des résultats et des données de Kocherine**

données		Largeur	hauteur	débit	Surface	vitesse	Wd
g	9,81	20	6,8	769,730941	166	4,64	24550000
α	1	25	6,4	878,527882	197,5	4,45	23020000
2*g	19,62	30	6	956,959835	225	4,25	21490000
2.g <sup>0,5</sup>	4,429446918	35	5,6	1006,68979	248,5	4,05	19960000
Q <sub>1%</sub>	915,91	40	5,2	1029,46263	268	3,84	18430000
W <sub>1%</sub>	63210000	45	4,8	1027,11708	283,5	3,62	16900000
m=	0,49	50	4,4	1001,60065	295	3,40	15370000
		55	4	954,988752	302,5	3,16	13840000
		60	3,6	889,509481	306	2,91	12310000
		65	3,2	807,57693	305,5	2,64	10780000
		70	2,8	711,837178	301	2,36	9250000
		75	2,4	605,234541	292,5	2,07	7720000
		80	2	491,112016	280	1,75	6190000
		85	1,6	373,37435	263,5	1,42	4660000
		90	1,2	256,779269	243	1,06	3130000
		95	0,8	147,538093	218,5	0,68	1600000
		100	0,4	54,9079926	190	0,29	70000

le calcul ce fait en variant la largeur (b) de (20 à 100) m selon la formule :

$$Q = mb\sqrt{2.g.H^{\frac{3}{2}}}. \text{ Les résultats sont donnés par les tableaux suivants:}$$

La détermination de la largeur du déversoir ainsi que le débit correspondant se fait graphiquement après le traçage du graphe  $Q_{lam} = f(h)$  déterminée par la formule:

$$Q_{lam} = Q_{\%} \left( 1 - \frac{V_{ch}}{V_{cr}} \right) \dots\dots\dots (II.37).$$

Avec :  $Q_{\%}$  : Débit maximum de crue considérée en  $m^3/s$ .

$V_{ch}$  : Volume de charge sur le déversoir déduit par la courbe capacité hauteur.

$V_{cr}$  : Volume de la crue correspondant au  $Q_{\%}$  en  $m^3$ .

$$V_{cr} = \frac{1}{2} q_{\%} T_b \dots\dots\dots (II.38).$$

Avec :  $T_b$ : temps global de la crue.

D'après le tableau (II.26), on trace des courbes croissantes représentées dans la Figure (II.16) la courbe  $H=f(q,Q)$  ; nous permet de définir la largeur du déversoir optimal ainsi que le débit correspondant.



## Chapitre II : Etude hydrologique

---



A travers le tableau (II.27), on trace les courbes de variation des volumes déversés pour chaque largeur du déversoir puisque la courbe  $V=f(q,Q)$  qui nous permet de faire le choix de la largeur du déversoir économique (Voir Figure II. 17).

Pour choisir la largeur du déversoir la plus économique, on doit faire une étude d'optimisation ou ce qu'on appelle une étude technico-économique qui nécessite la détermination des volumes de travaux pour chaque largeur du déversoir, et du remblai et du béton.



## Chapitre II : Etude hydrologique

**Tableau II. 26 :** Détermination de  $H_0$  et  $Q$  en fonction de  $b$

hauteur m	vitesse m/s	hauteur tot M	débit m <sup>3</sup> /s																
			20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	95	100
6,8	4,64	7,90	481,6	626,0	770,5	915,0	1059,4	1062,4	1348,4	1492,8	1637,3	1781,8	1926,2	2070,7	2215,2	2359,6	2504,1	2648,6	2793,0
6,4	4,45	7,41	437,7	569,0	700,3	831,6	962,9	965,8	1225,5	1356,8	1488,1	1619,4	1750,7	1882,0	2013,3	2144,6	2275,9	2407,2	2538,5
6	4,25	6,92	395,3	513,9	632,4	751,0	869,6	872,5	1106,8	1225,3	1343,9	1462,5	1581,1	1699,7	1818,2	1936,8	2055,4	2174,0	2292,6
5,6	4,05	6,44	354,4	460,7	567,1	673,4	779,7	782,7	992,4	1098,7	1205,0	1311,4	1417,7	1524,0	1630,3	1736,7	1843,0	1949,3	2055,6
5,2	3,84	5,95	315,2	409,7	504,3	598,8	693,4	696,3	882,5	977,0	1071,6	1166,1	1260,7	1355,2	1449,8	1544,3	1638,9	1733,5	1828,0
4,8	3,62	5,47	277,6	360,9	444,2	527,4	610,7	613,7	777,3	860,5	943,8	1027,1	1110,4	1193,7	1276,9	1360,2	1443,5	1526,8	1610,0
4,4	3,40	4,99	241,8	314,3	386,8	459,3	531,9	534,8	676,9	749,4	822,0	894,5	967,0	1039,6	1112,1	1184,6	1257,1	1329,7	1402,2
4	3,16	4,51	207,7	270,1	332,4	394,7	457,0	460,0	581,7	644,0	706,3	768,6	831,0	893,3	955,6	1017,9	1080,2	1142,6	1204,9
3,6	2,91	4,03	175,6	228,3	281,0	333,7	386,4	389,4	491,8	544,5	597,2	649,9	702,5	755,2	807,9	860,6	913,3	966,0	1018,7
3,2	2,64	3,56	145,6	189,2	232,9	276,5	320,2	323,2	407,5	451,2	494,9	538,5	582,2	625,9	669,5	713,2	756,9	800,5	844,2
2,8	2,36	3,09	117,6	152,9	188,2	223,5	258,7	261,7	329,3	364,6	399,9	435,2	470,4	505,7	541,0	576,3	611,6	646,9	682,1
2,4	2,07	2,62	92,0	119,5	147,1	174,7	202,3	205,2	257,5	285,0	312,6	340,2	367,8	395,4	423,0	450,6	478,1	505,7	533,3
2	1,75	2,16	68,7	89,4	110,0	130,6	151,2	154,2	192,5	213,1	233,7	254,4	275,0	295,6	316,2	336,9	357,5	378,1	398,7
1,6	1,42	1,70	48,2	62,7	77,1	91,6	106,1	109,0	135,0	149,4	163,9	178,4	192,8	207,3	221,8	236,2	250,7	265,1	279,6
1,2	1,06	1,26	30,6	39,8	48,9	58,1	67,3	70,2	85,6	94,8	104,0	113,2	122,3	131,5	140,7	149,9	159,0	168,2	177,4
0,8	0,68	0,82	16,2	21,1	25,9	30,8	35,7	38,6	45,4	50,3	55,1	60,0	64,8	69,7	74,6	79,4	84,3	89,2	94,0
0,4	0,29	0,40	5,6	7,3	8,9	10,6	12,3	15,2	15,6	17,3	19,0	20,6	22,3	24,0	25,7	27,3	29,0	30,7	32,4



## Chapitre II : Etude hydrologique

**Tableau II. 27:** Débits déversant en fonction de h et b et le volume de crue

H (m)	Vch (Mm <sup>3</sup> )	Q (m <sup>3</sup> /s)	debit m3/s																
			20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	95	100
6,8	24550000	560,2	481,6	626,0	770,5	915,0	1059,4	1062,4	1348,4	1492,8	1637,3	1781,8	1926,2	2070,7	2215,2	2359,6	2504,1	2648,6	2793,0
6,4	23020000	582,4	437,7	569,0	700,3	831,6	962,9	965,9	1225,5	1356,8	1488,1	1619,4	1750,7	1882,0	2013,3	2144,6	2275,9	2407,2	2538,5
6	21490000	604,5	395,3	513,9	632,4	751,0	869,6	872,6	1106,8	1225,3	1343,9	1462,5	1581,1	1699,7	1818,2	1936,8	2055,4	2174,0	2292,6
5,6	19960000	626,7	354,4	460,7	567,1	673,4	779,7	782,7	992,4	1098,7	1205,0	1311,4	1417,7	1524,0	1630,3	1736,7	1843,0	1949,3	2055,6
5,2	18430000	648,9	315,2	409,7	504,3	598,8	693,4	696,4	882,5	977,0	1071,6	1166,1	1260,7	1355,2	1449,8	1544,3	1638,9	1733,5	1828,0
4,8	16900000	671,0	277,6	360,9	444,2	527,4	610,7	613,7	777,3	860,5	943,8	1027,1	1110,4	1193,7	1276,9	1360,2	1443,5	1526,8	1610,0
4,4	15370000	693,2	241,8	314,3	386,8	459,3	531,9	534,9	676,9	749,4	822,0	894,5	967,0	1039,6	1112,1	1184,6	1257,1	1329,7	1402,2
4	13840000	715,4	207,7	270,1	332,4	394,7	457,0	460,0	581,7	644,0	706,3	768,6	831,0	893,3	955,6	1017,9	1080,2	1142,6	1204,9
3,6	12310000	737,5	175,6	228,3	281,0	333,7	386,4	389,4	491,8	544,5	597,2	649,9	702,5	755,2	807,9	860,6	913,3	966,0	1018,7
3,2	10780000	759,7	145,6	189,2	232,9	276,5	320,2	323,2	407,5	451,2	494,9	538,5	582,2	625,9	669,5	713,2	756,9	800,5	844,2
2,8	9250000	781,9	117,6	152,9	188,2	223,5	258,7	261,7	329,3	364,6	399,9	435,2	470,4	505,7	541,0	576,3	611,6	646,9	682,1
2,4	7720000	804,0	92,0	119,5	147,1	174,7	202,3	205,3	257,5	285,0	312,6	340,2	367,8	395,4	423,0	450,6	478,1	505,7	533,3
2	6190000	826,2	68,7	89,4	110,0	130,6	151,2	154,2	192,5	213,1	233,7	254,4	275,0	295,6	316,2	336,9	357,5	378,1	398,7
1,6	4660000	848,4	48,2	62,7	77,1	91,6	106,1	109,1	135,0	149,4	163,9	178,4	192,8	207,3	221,8	236,2	250,7	265,1	279,6
1,2	3130000	870,6	30,6	39,8	48,9	58,1	67,3	70,3	85,6	94,8	104,0	113,2	122,3	131,5	140,7	149,9	159,0	168,2	177,4
0,8	1600000	892,7	16,2	21,1	25,9	30,8	35,7	38,7	45,4	50,3	55,1	60,0	64,8	69,7	74,6	79,4	84,3	89,2	94,0
0,4	70000	914,9	5,6	7,3	8,9	10,6	12,3	15,3	15,6	17,3	19,0	20,6	22,3	24,0	25,7	27,3	29,0	30,7	32,4

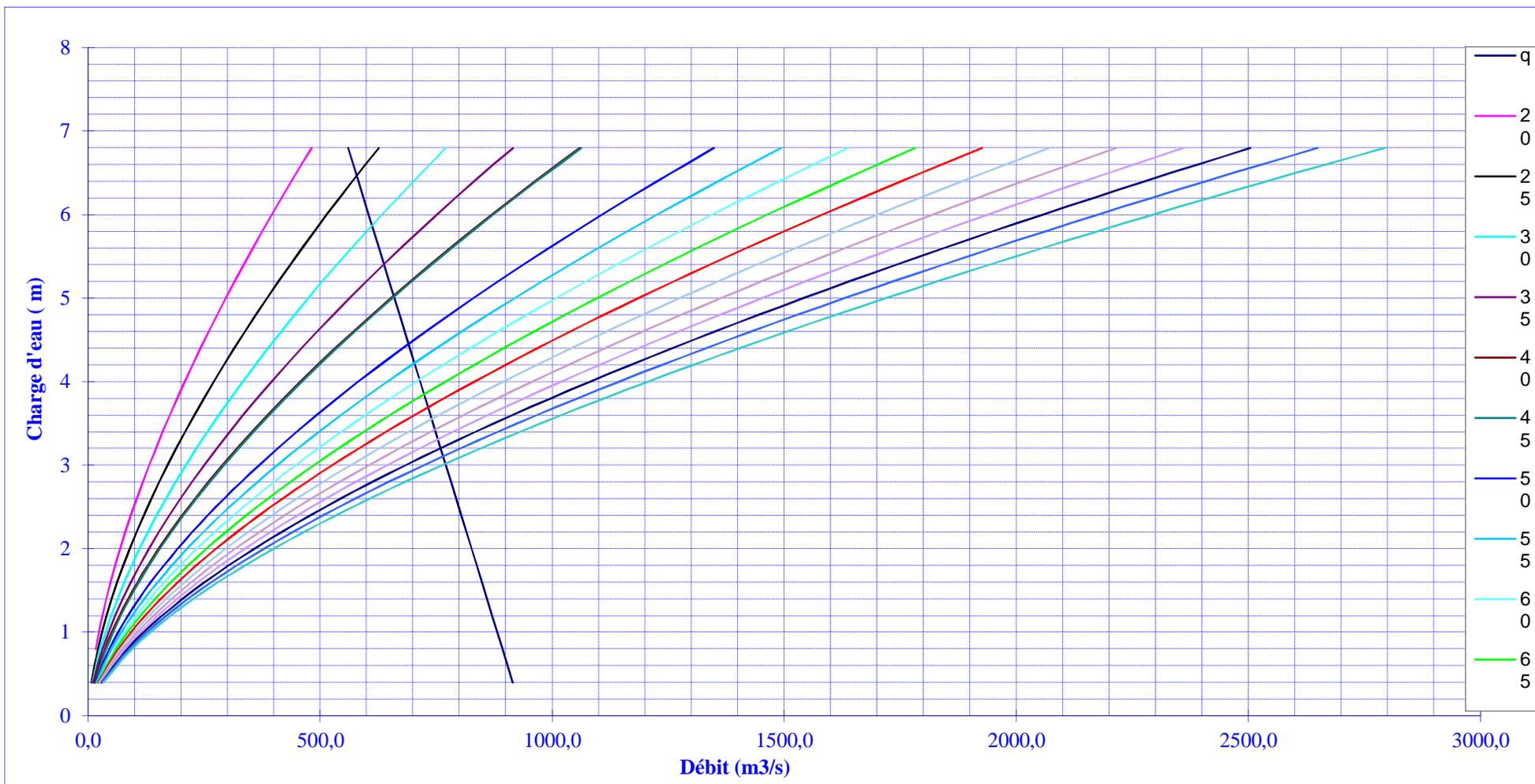


Figure II. 13: Courbes de  $H = f(Q, q)$



# Chapitre II : Etude hydrologique

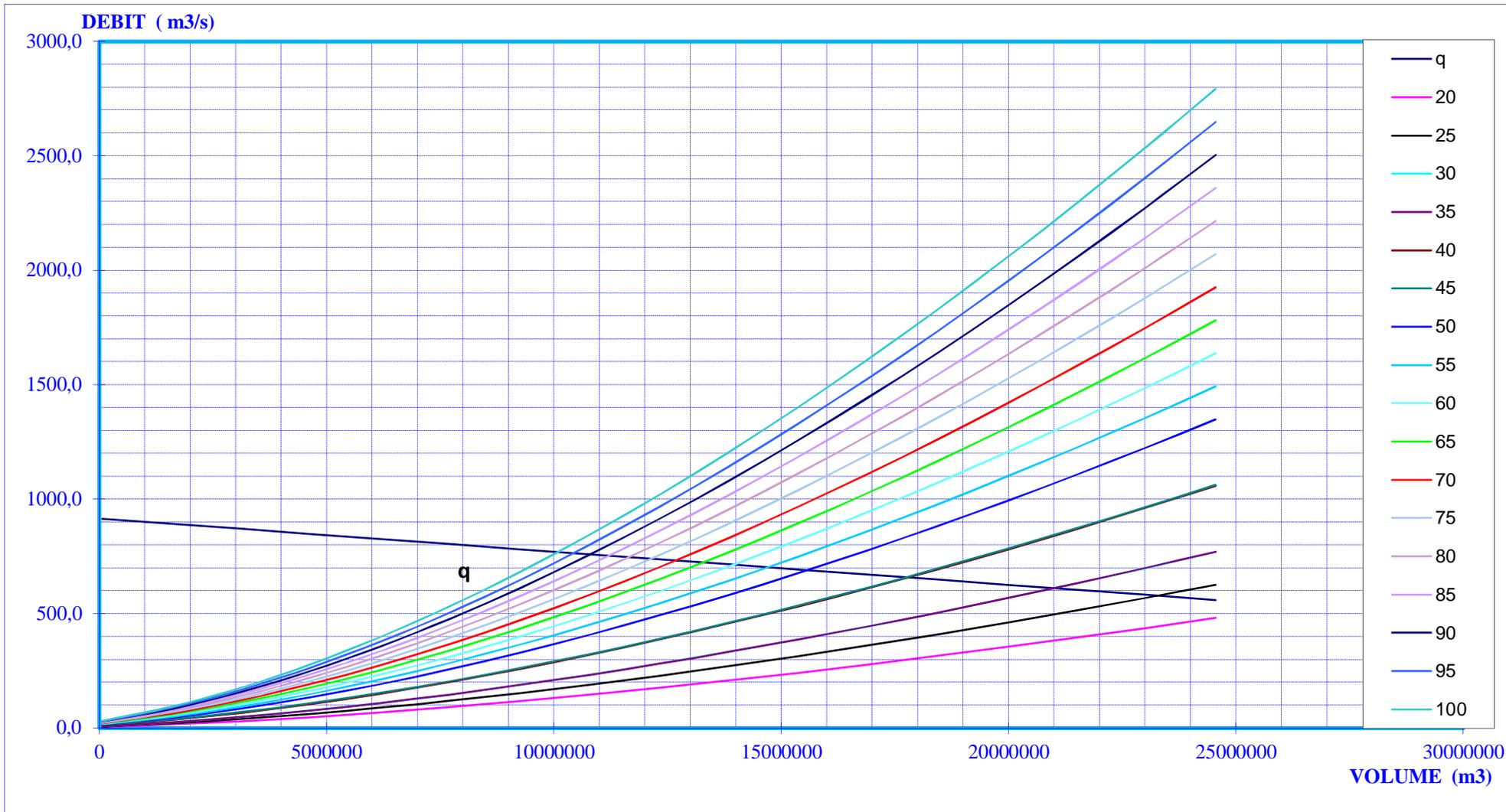


Figure II. 14: Courbes  $V=f(Q,q)$ .



## Chapitre II : Etude hydrologique

### II-8 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-8-1 Calcul de la revanche :

**a) Formule de STEVENSON :**

$$R=0.75 hv+V^2/2g \quad hv=0.75+0.34\sqrt{F} -0.26\sqrt[4]{F} \quad V=1.5+0.66 h^2_v$$

**b) Formule de Mallet et de PAQUANT :**

$$R=hv+V^2/2g \quad hv=\frac{1}{2} +\frac{1}{3} \sqrt{F} \quad V=\frac{3}{2}+\frac{2}{3} hv$$

**c) Formule de Molitor :**

$$H = 0.75 + 0,032. \sqrt{U.F} - 0,27 \sqrt[4]{F}$$

Avec : U : la vitesse du vent mesurée en Km/h ; U= 10,08 Km/h.

R : la revanche

hv : la hauteur des vagues (m)

V : vitesse de propagation de la vague (m/s)

F : le fetch (Km) = 2.18 km

**Tableau II-28 :** les résultats du calcul de la revanche

Formule	Hv (m)	V (m/s)	R (m)
STEVENSON	1,59	4,68	2,71
Mallet et PAQUANT	2,04	5,58	3,63
MOLITOR	0,64	2,78	1,03

On prend une revanche de 2 m

#### II-8-2 La largeur en crête :

La largeur en crête peut être évaluée à l'aide des formules suivantes :

- Formule T.KNAPPEN  $b=1.65H_b^{0.5}$  ..... (II-39)
- Formule E.F.PREECE  $b=1.1H_b^{0.5}+1$ ..... (II-40)
- Formule SIMPLIFIEE  $b=3,6.H_b^{1/3} - 3$ ..... (II-41)

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



## Chapitre II : Etude hydrologique

**Tableau II-29 :** Variation de la cote de la crête en fonction de la charge déversant

NNR	B	H	NPHE	q m3/s	Vforsé	R	Cote de la c	Hb
632,5	20	6,80	649,30	560,18	24550000	2	641,30	52,30
632,5	25	6,40	648,90	582,35	23020000	2	640,90	51,90
632,5	30	6,00	648,50	604,52	21490000	2	640,50	51,50
632,5	35	5,60	648,10	626,69	19960000	2	640,10	51,10
632,5	40	5,20	647,70	648,86	18430000	2	639,70	50,70
632,5	45	4,80	647,30	671,03	16900000	2	639,30	50,30
632,5	50	4,40	646,90	693,20	15370000	2	638,90	49,90
632,5	55	4,00	646,50	715,37	13840000	2	638,50	49,50
632,5	60	3,60	646,10	737,54	12310000	2	638,10	49,10
632,5	65	3,20	645,70	759,71	10780000	2	637,70	48,70
632,5	70	2,80	645,30	781,88	9250000	2	637,30	48,30
632,5	75	2,40	644,90	804,05	7720000	2	636,90	47,90
632,5	80	2,00	644,50	826,22	6190000	2	636,50	47,50
632,5	85	1,60	644,10	848,39	4660000	2	636,10	47,10
632,5	90	1,20	643,70	870,56	3130000	2	635,70	46,70
632,5	95	0,80	643,30	892,73	1600000	2	635,30	46,30
632,5	100	0,40	642,90	914,90	70000	2	634,90	45,90

### II-8-3 Calcul des coûts :

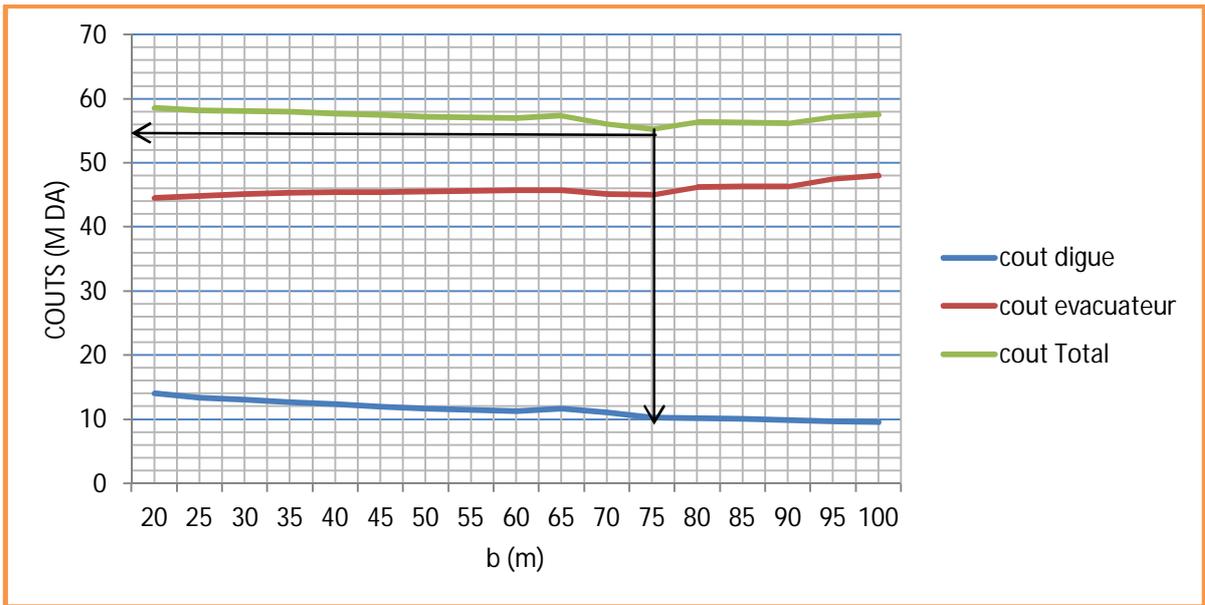
Le calcul des coûts de matériaux effectué après détermination des volumes de remblais et du béton armé les résultats sont représentés dans le tableau

**Tableau II-30 :** Calcul des coûts pour différentes largeurs

N°	b (m)	ha(m)	Coût de la digue	Coût EVC	Coût Total
1	20	6,80	14,066808	44,5398071	58,6066151
2	25	6,40	13,315532	44,8277178	58,1432498
3	30	6,00	13,01396	45,0839142	58,0978742
4	35	5,60	12,67974	45,3172121	57,9969521
5	40	5,20	12,315676	45,3856277	57,7013037
6	45	4,80	11,968924	45,4575108	57,4264348
7	50	4,40	11,642348	45,5347499	57,1770979
8	55	4,00	11,415768	45,6199262	57,0356942
9	60	3,60	11,236216	45,7166861	56,9529021
10	65	3,20	11,60392	45,739819	57,343739
11	70	2,80	11,003096	45,1049462	56,1080422
12	75	2,40	10,224732	45,0452534	55,2699854
13	80	2,00	10,170096	46,2423928	56,4124888
14	85	1,60	10,009188	46,3062391	56,3154271
15	90	1,20	9,852008	46,336989	56,188997
16	95	0,80	9,698556	47,5234695	57,2220255
17	100	0,40	9,548832	48,0299051	57,5787371



## Chapitre II : Etude hydrologique



**Figure II-15 :** la courbe d'optimisation des coûts en fonction de la largeur(b) de déversoir

Après avoir tracé la courbe d'optimisation de la digue et l'évacuateur de crue (respectivement les coûts en fonction de la hauteur) et au vu de cette figure Figure II-18, notre choix a été basé sur le coût total Optimal.

La courbe superposée des coûts totaux donne un point optimum correspondant à une largeur de déversoir optimale les résultats sont donnée dans le tableau suivant :

**Tableau II-31 :** Résultats de l'optimisation

Largeur de déversoir b	75 m
Charge déversant $h_d$	2.4 m
Débit laminé $q_{\max 0.1\%}$	915.91 m <sup>3</sup> /s
Largeur en crête	10 m
NNR	632.5 m
Cote de la crête	637 m

### Conclusion :

A la fin de ce chapitre j'ai pu déterminer tous les paramètres hydrologiques nécessaires pour la conception de notre barrage. On constate les divergences entre les résultats obtenus et ceux de l'étude de faisabilité réalisée par le bureau d'étude HYDRO PROJET CENTRE. Cette divergence est due à plusieurs facteurs qui se rapportent aux méthodes de calcul et l'avis du concepteur.

Les causes principales de cette divergence dans les résultats sont comme suit:

- La différence entre les méthodes et formules utilisées dans les deux études.
- l'étendue de la série pluviométrique



# **Chapitre III :**

## **Etude des variantes de l'évacuateur des crues**



### III-1 Généralités :

Les évacuateurs de crues ont pour rôle d'assurer l'évacuation des crues exceptionnelles survenant à retenue normale pleine sans risque de déversement sur la digue et sans crée d'érosion en aval risquant d'être dommageable pour la digue.

Ainsi, l'ouvrage doit permettre le déversement du débit maximum haut delà de la côte maximale des eaux au niveau de la retenue normal. Leur classification se base sur différents critères cités ci-dessous.

#### III-1-1 Classification des évacuateurs des crues :

##### 1) Selon le type de fonctionnement hydraulique :

- Evacuateur de surface.
- Evacuateur en charge.
  - ✓ Forme puits.
  - ✓ Forme siphon sommaire pour petit barrage.
  - ✓ Forme siphon à faible charge et fort débit.

##### 2) Selon L'emplacement par rapport à la digue :

- Evacuateur central.
  - ✓ posé sur la digue
- Evacuateur latéral.
  - ✓ à entonnement frontal.
  - ✓ à entonnement latéral.

#### III-1-2 Critères de choix de l'évacuateur des crues :

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

- la sûreté et la sécurité de fonctionnement.
- les difficultés de réalisation.
- les exigences typographiques du site.
- les exigences géologiques du site.
- la facilité d'entretien.
- le coût de l'ouvrage.

#### III-1-3 Choix du type de l'évacuateur des crues :

Le débit maximum à évacuer est très important ( $q_{év}=804 \text{ m}^3/\text{s}$ ) alors que la variante évacuateur en puits et dalot sous digue est déconseillée à cause du :



## Chapitre III : Etude des variantes de l'évacuateur des crues

---

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

On ne peut pas avoir un évacuateur de crues sur digue à cause de :

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

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

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

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

### **Remarque :**

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



### III-1-3-1 Choix de la rive favorable :

Il se trouve que la rive droite est mieux favorable que la rive gauche parce que la pente du versant est douce et la longueur de l'évacuateur de crue est plus courte ce qui diminue le volume du terrassement et les dimensions du coursier et l'ouvrage de dissipation (la largeur et la longueur).

La rive gauche a un versant à forte pente, d'où un évacuateur latéral sur cette rive conduit à :

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

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

### III-2 Evacuateur latéral à entonnement frontal :

#### III-2-1 Dimensionnement et calcul hydraulique :

Données utilisées :

- Longueur déversant :  $L = 75$  m.
- Débit évacué :  $q_{dév} = 804$  m<sup>3</sup>/s.
- Charge hydraulique :  $H = 2.4$  m.
- Côte de la retenue normale :  $NNR = 632.5$  m.

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

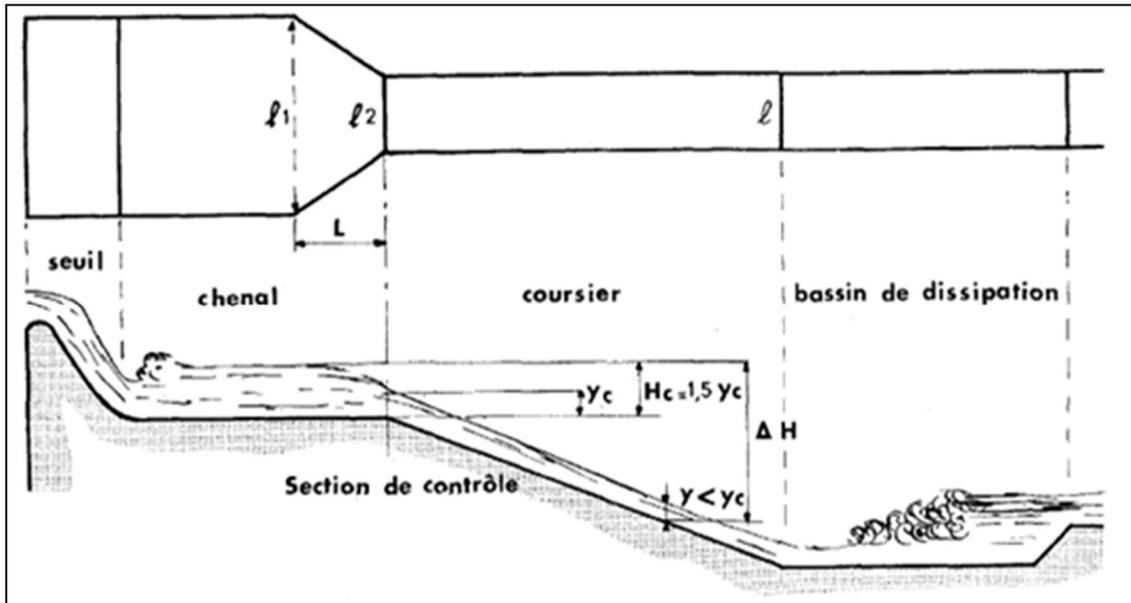


Figure III.01: schéma général d'un évacuateur latéral à entonnement frontal

### III-2-1-1 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.

La vitesse d'approche ( $V_a$ ) doit être calculée pour vérifier l'influence de l'écoulement sur le canal d'approche.  $V_a$  est le rapport entre le débit à évacuer et la section du canal :

$$V_a = \frac{q_{év}}{S_c} \dots\dots\dots(III.1)$$

Avec :

$V_a$  : La vitesse d'approche en m/s

$q_{év}$  : Le débit maximal a évacué = 804 m<sup>3</sup>/s

$S_c$  : La section du canal d'approche (une section rectangulaire) =  $b \cdot h + m \cdot h^2$

$b$  : Largeur du déversoir en m

$h$  : la charge hydraulique

$m$  : fruit de talus ( $m=0$  pour les sections rectangulaires)

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



## Chapitre III : Etude des variantes de l'évacuateur des crues

Application numérique :

$$\frac{P}{H} = 1.4 \Rightarrow p = 1.4 \times 2.4 = \mathbf{p = 3.36m}$$

$$h = 2.4 + 3.36 = 5.76m$$

$$V_a = \frac{804}{75 \times 5.76} = 2.12 \text{ m/s}$$

$V_a < V_{adm}$  Avec  $V_{adm} = 3.7 \text{ m/s}$  pour les roches sédimentaires, conglomérants et marnes ; voir l'annexe N°02

Donc pas de risque d'affouillement et d'érosion.

### ➤ Calcul de la pente de talus du canal d'approche :

La pente du talus est fonction du type de matériau du sol. Dans notre cas, le canal est en terre avec protection en enrochement ; d'où  $m_1 = 1$  (tirer à partir du tableau représenté en annexe N°02).

Le talus  $m_2$  est supposé égal à 1 (c'est un talus temporaire).

### ➤ Hauteur du mur du canal d'approche:

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

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

$$Re = 0.6 + 0.05V(2.4)^{1/3} = 0.74m \qquad \text{on prend : } Re = 1m$$

D'où la hauteur de mur est:

$$H_m = H + P + Re \dots\dots\dots (III-3)$$

$$H_m = 2.4 + 3.36 + 1 = 6.76 \text{ m}$$

### ➤ Longueur du canal d'approche:

La longueur du canal d'approche est déterminée d'après la topographie, elle est égale à 14m

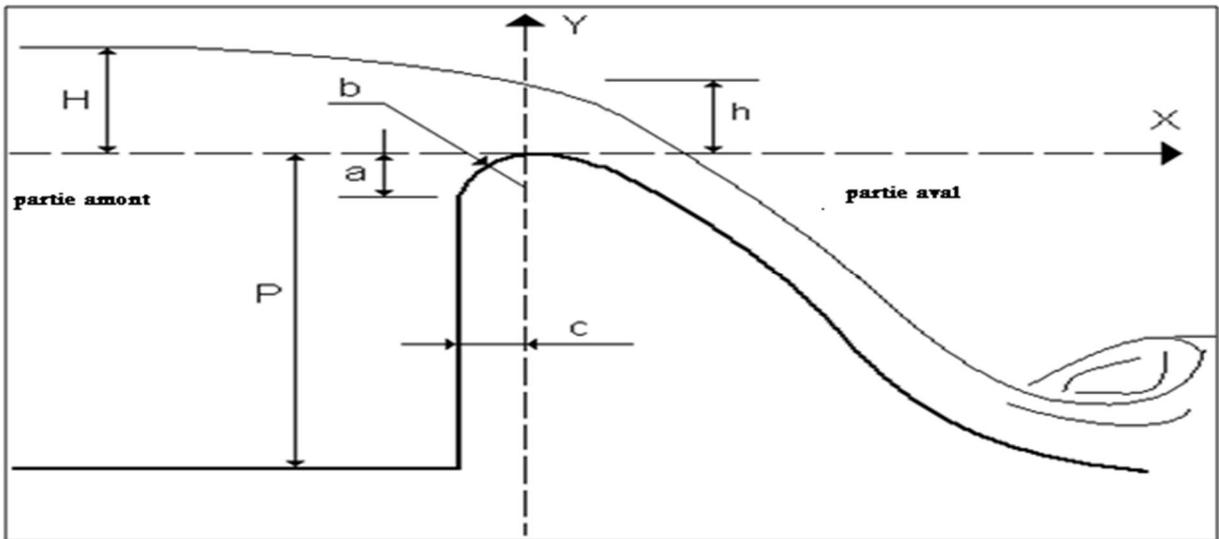
### III-2-1-2 Le déversoir :

Le déversoir a pour but de collecter les eaux du barrage, il joue un rôle d'une section de contrôle, il est dimensionné en fonction des contraintes de stabilité et de débit de pointe de l'hydrogramme.

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

# Chapitre III : Etude des variantes de l'évacuateur des crues

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



**Figure III.02 :** Les paramètres du profil d'un déversoir

➤ **Calcul des paramètres et des coordonnées du déversoir :**

$$K = 0.51 \dots \dots \dots (III.4)$$

$$X_c = 0.220 H_o \dots \dots \dots (III.10)$$

$$N = 1.83 \dots \dots \dots (III.5)$$

$$Y_c = 0.780 H_o \dots \dots \dots (III.11)$$

$$X_a = -0.124 H_o \dots \dots \dots (III.6)$$

$$R_1 = 0.460 H_o \dots \dots \dots (III.12)$$

$$Y_a = 0.017 H_o \dots \dots \dots (III.7)$$

$$R_2 = 0.199 H_o \dots \dots \dots (III.13)$$

$$X_b = -0.07 H_o \dots \dots \dots (III.8)$$

$$Y_b = 0.209 H_o \dots \dots \dots (III.9)$$

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

$$y = - \frac{(x^{1.85})}{2 \times H^{1.85}} \dots \dots \dots (III.14)$$

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

**Tableau N°III.01 :** Les coordonnées du profil de déversoir :

<b>X</b>	0	0,5	1	1,5	2	2,5	3	3,5	4	4,5	5	5,5	6	6,5	7
<b>Y</b>	0.00	-0.03	-0.10	-0.21	-0.36	-0.54	-0.76	-1.00	-1.29	-1.60	-1.94	-2.32	-2.72	-3.16	-3.62

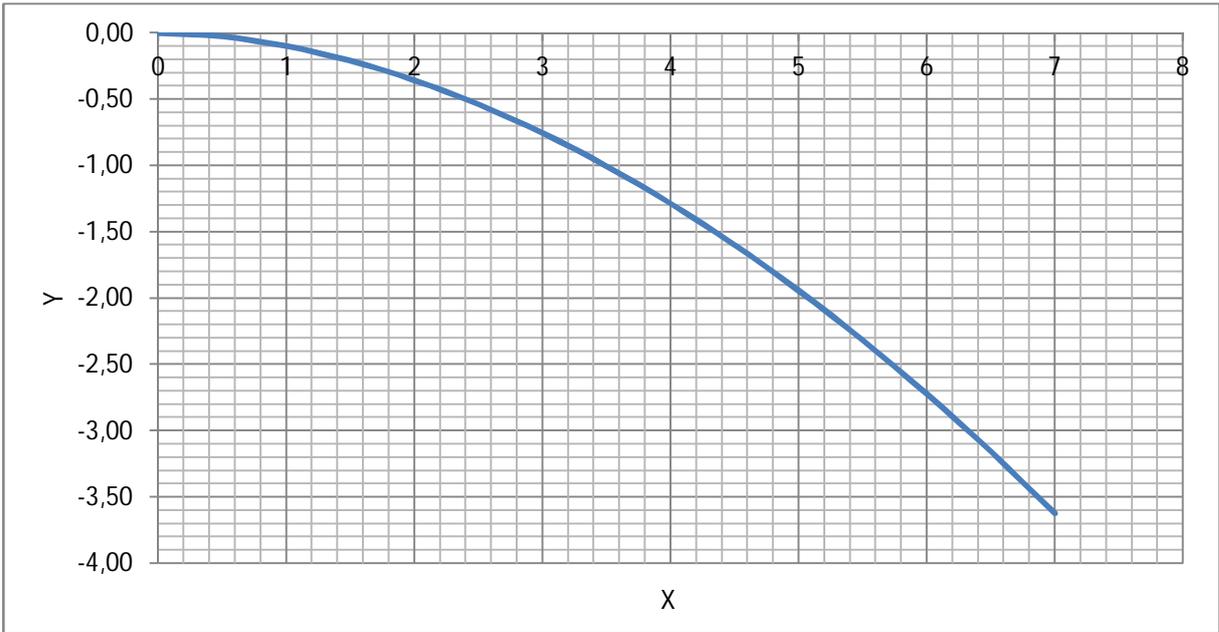


Figure III.03: profil creager du déversoir

➤ **Calcul hydraulique**

Soit la formule générale du débit :

$$Q = \mu \times L \times \sqrt{2g} \times h^{3/2} \dots\dots\dots(III.15)$$

Avec : Q : Le débit maximum déversant en m<sup>3</sup>/s.

μ : Coefficient de débit.

L : La largeur du déversoir en m.

h : La charge déversant en m.

On a: H = 2.4 m

Avec:

$$H = h + \alpha \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots(III.16)$$

α : Coefficient de Coriolis = (1 ÷ 1.1) , on prend α = 1 pour simplifier les calculs.

On prend aussi: h=3.0 m, puis on va préciser cette valeur de (h) par les calculs suivants.

Le coefficient de débit pour les seuils normaux (profil Creager) 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 : μ = 0,49.

D'où :

$$D'où : h = \left( \frac{Q}{\mu \times b \times \sqrt{2g}} \right)^{2/3} = \left( \frac{804}{0.49 \times 75 \times \sqrt{19.62}} \right)^{2/3} = 3.16 \text{ m}$$



➤ **La vitesse de l'écoulement :**

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{b \times h} = \frac{804}{75 \times 3.16} = 3.86 \text{ m/s}$$

$$D'où : \alpha \frac{V^2}{2g} = 1 \times \frac{3.86^2}{19.62} = 0.76 \text{ m}$$

$$H_{\text{seuil}} = h + \alpha \frac{V^2}{2g} = 3.16 + 0.76 = 3.92 \text{ m}$$

$$\text{La cote du plan d'eau : } Z_{p,e} = \text{NNR} + H_{\text{seuil}} = 632.5 + 3.92 = 636.42 \text{ m}$$

$Z_{p,e} < \text{NPHE} = 644.9\text{m} \Rightarrow$  Le calcul qu'on a fait est acceptable (seuil dénoyé)

**III-2-1-3 Chenal d'écoulement :**

Le chenal fait directement suite au déversoir, dans le cas d'un évacuateur de surface, sa pente est suffisamment faible (inférieur à la pente critique) pour que le régime soit fluviale. Il est en général de section rectangulaire, sa longueur est rarement importante car il sert uniquement à contourner le sommet du barrage avant d'aboutir au coursier.

La longueur du chenal est déterminée en fonction de la topographie ici elle n'est pas importante elle est égale à 20m. Avec une pente de 0.1% On détermine la profondeur critique pour un canal de forme rectangulaire.

➤ **La profondeur critique :**

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{1}{g} \times \left(\frac{Q}{b}\right)^2} \dots\dots\dots (III.17)$$

Avec :

Q : Le débit maximum à évacuer en m<sup>3</sup>/s ;

b : La largeur du déversoir en m.

Application numérique :

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{1}{9.81} \times \left(\frac{804}{75}\right)^2} = 1.91 \text{ m} \qquad \qquad \qquad h_c=2.47 \text{ m}$$

➤ **La pente critique :**

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



## Chapitre III : Etude des variantes de l'évacuateur des crues

$$Q = K \times S \times R_H^{2/3} \times I^{1/2} \dots\dots\dots(III.18)$$

Avec :

$R_H$  : rayon hydraulique en m

$I$  : pente en m/m

$S$  : section mouillée en  $m^2$

$K$  : coefficient de Manning – Strickler : ce coefficient dépend de la nature des parois.

$K = 20$  à  $40$  Pour des canaux rocheux en mauvais état.

$K = 80$  à  $100$  Pour le béton lisse et fonte revêtue.

On prend :  $K = 80 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$

Pour une section rectangulaire :

$$I_{cr} = \left[ \frac{Q \times (b + 2 \times h_c)^{2/3}}{K \times (b \times h_c)^{5/3}} \right]^2 \dots\dots\dots(III.19)$$

Application numérique :

$$I_{cr} = \left[ \frac{804 \times (75 + 2 \times 2.47)^{2/3}}{80 \times (75 \times 2.47)^{5/3}} \right]^2 = 0.00124 \qquad \mathbf{I_{cr} = 0.00124 \text{ m/m}}$$

$I = 0.001 \text{ m/m} < I_{cr} = 0.00124 \text{ m/m} \Rightarrow$  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 :

$$Q = S \times C \times \sqrt{R \times I} \dots\dots\dots(III.20)$$

Avec :

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

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



## Chapitre III : Etude des variantes de l'évacuateur des crues

$$C = \frac{R^{1/6}}{n} \dots\dots\dots(III.21)$$

n : Coefficient de rugosité de Manning en  $\frac{S}{m^{1/2}}$

Le tableau représenté en annexe N°02 donne quelques valeurs de n en fonction du type du canal. On prend : n = 0.013 s/m<sup>0.5</sup> (béton).

R : Rayon hydraulique en m.

$$R = \frac{S}{P} = \frac{b \times h_n}{2 h_n + b} \dots\dots\dots (III.22)$$

P : Le périmètre mouillé en m.

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

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

$$Q = \frac{1}{n} \times l^{1/2} (b \times h_n)^{5/3} (2h_n + b)^{-2/3} \dots\dots\dots (III.23)$$

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

**Tableau III.02 :** les valeurs du débit en fonction du h<sub>n</sub>

hn(m)	2,335	2,355	2,375	2,395	2,415	2,435	2,455	2,475	2,495	2,515	<b>2,535</b>
Q(m <sup>3</sup> /s)	701,95	713,16	724,43	735,75	747,13	758,57	770,07	781,62	793,23	800,89	<b>804.16</b>

D'où : h<sub>n</sub> = 2.535m

h<sub>n</sub> = 2.535 m > h<sub>c</sub> = 2.47 m ⇒ La condition pour la hauteur normale dans le chenal d'écoulement est vérifiée et l'écoulement est fluvial

➤ **Calcul de mur de chenal:**

À la section de contrôle la hauteur d'eau est égale à la hauteur critique.

La vitesse au niveau de la section de contrôle est :  $V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{b \times h_c} = \frac{804}{75 \times 2.47} = 4.94 \text{ m/s}$

La revanche est calculée par l'expression suivante:  $R = 0.6 + 0.05 \times V \times (h_c)^{1/3}$

R = 0.93 m



# Chapitre III : Etude des variantes de l'évacuateur des crues

D'où la hauteur du mur H du chenal est égal à:  $H=hc+R= 3.4$  m

On prend  $H=3.5$  m en raison de sécurité.

## III-2-1-3 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 :

$$\text{tg}(\alpha) < \frac{1}{3F} \dots\dots\dots (III.24)$$

### III-2-1-3-1 La longueur du convergent:

La longueur du convergent est estimée par la formule suivante :

$$L = 1.6(l_1 - l_2) \dots\dots\dots (III.25)$$

Avec :

$l_1$  : 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.

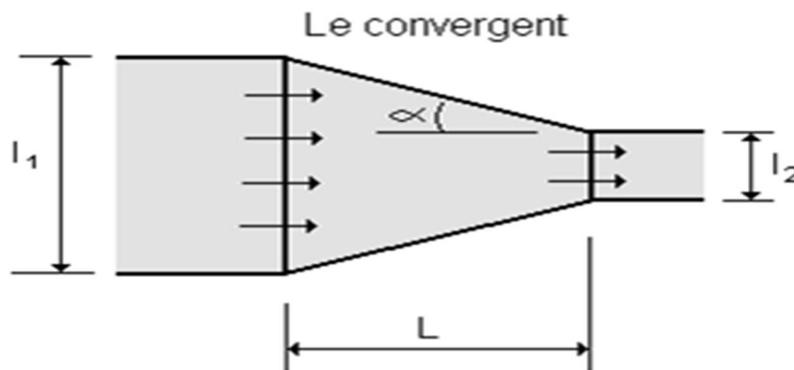


Figure III.04: Schéma d'un convergent

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



## Chapitre III : Etude des variantes de l'évacuateur des crues

$$l_2 = 0.07 \sqrt{\frac{Q^2}{gP^3}} \dots\dots\dots(III.26)$$

$$P = \left( h + \frac{Q^2}{18.46 b^2 h^2} \right) - H \dots\dots\dots(III.27)$$

Avec :

$P$  : Hauteur des parements des eaux en aval (m)

$g$  : Accélération de la gravité ( $m/s^2$ ).

Application numérique :

$$P = 2.535 + \frac{804^2}{18.46 \times 75^2 \times 2.535^2} - 3.92 = 0.5 \text{ m}$$

$$l_2 = 0.07 \sqrt{\frac{804^2}{9.81 \times 0.5^3}} = 57.89 \approx 58 \text{ m}$$

$$L = 1.6 (75 - 58) = 27.2 \text{ m}$$

$$L = 28 \text{ m}$$

On revient à la condition (formule III.24) :

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{(l_1 - l_2)/2}{L} = \frac{(75 - 58)/2}{28} = 0.303$$

Le nombre de Froude est donné par la relation suivante :

$$F = \frac{V}{\sqrt{g \times h}} \dots\dots\dots(III.28)$$

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 :

$$V = \frac{Q}{l_1 \times h} = \frac{804}{75 \times 2.535} = 4.81 \text{ m/s}$$

$$F = \frac{4.81}{\sqrt{9.81 \times 2.535}} = 0.96$$



## Chapitre III : Etude des variantes de l'évacuateur des crues

$$\frac{1}{3 \times F} = \frac{1}{3 \times 0.96} = 0.34$$

D'où :  $\text{tg}(\alpha) = 0.303 < \frac{1}{3F} = 0.34 \Rightarrow$  La condition est vérifiée.

### III-2-1-3-2 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 fluvial à l'écoulement torrentiel.

Par une application numérique dans la formule de la profondeur critique; on aura :

$$h = h_c = \sqrt[3]{\frac{1}{9.81} \times \left(\frac{804}{58}\right)^2} = 2.94 \text{ m} \qquad y_c = 2.94 \text{ m}$$

### III-2-1-3-3 La vitesse à la sortie du convergent :

$$V = \frac{Q}{l_2 \times h} = \frac{804}{58 \times 2.94} = 5.31 \text{ m/s} \qquad V = 5.37 \text{ m/s}$$

### III-2-1-4 Le Coursier :

Le coursier fait suite au chenal d'écoulement et conduit l'eau du convergent au bassin de dissipation. Il est fortement conseillé de lui donner une section rectangulaire ce qui assure un écoulement régulier.

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 hauteur critique  $h_c$  est estimée à partir de l'abaque donné en annexe N°02. C'est un graphe qui donne  $y_c/H_S$  rapport du tirant d'eau à l'énergie spécifique en fonction de l'expression :

$$\frac{Q}{\sqrt{2g} \times l \times H_S^{3/2}} \dots\dots\dots(III.29)$$

Avec :

Q : Le débit à évacuer en  $\text{m}^3/\text{s}$ .



## Chapitre III : Etude des variantes de l'évacuateur des crues

$l$  : 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.

**Tableau III.03** : Différents paramètres initiales de calcul de la ligne d'eau

Q (m <sup>3</sup> /s)	Strickler	l (m/m)	$h_n$ (m)	$h_c$ (m)	L (m)
804	80	0.15	2.94	2.94	70

Le procédé de calcul de la ligne d'eau consiste à :

- a) Choisir un pas de distance  $\Delta x$
- b) Calculer  $\Delta H$  la dénivelée du fond par rapport à  $h_c$  considéré comme niveau de référence.

$$\Delta H = l \cdot \Delta x \dots\dots\dots (III.30)$$

Avec :

$l$  : La pente

$\Delta x$  : Pas de distance

- c) Calculer  $H_S$  : l'énergie spécifique pour chaque section de calcul

$$H_S = \Delta H - j \dots\dots\dots(III.31)$$

Avec :  $j$  est la perte de charge.

La perte de charge peut être estimée de la façon suivante :

- Si la longueur du coursier est inférieure à 5 fois  $\Delta H$ , on prend  $j = 0.1 \Delta H$ .
- Si non (ce qui le cas le plus courant), on prend  $j = 0.2 \Delta H$  constitue une bonne approximation.

- d) Calculer le coefficient  $\eta$  donné par la formule suivante :

$$\eta = \frac{m \times H_S}{l} \dots\dots\dots(III.32)$$

Dans notre cas ce coefficient est nul car la section du coursier est rectangulaire ( $m = 0$ )



## Chapitre III : Etude des variantes de l'évacuateur des crues

- e) Calculer le paramètre :  $\frac{Q}{\sqrt{2g} \times l \times H_S^{3/2}}$
- f) Connaissant ce paramètre et le coefficient  $\eta = 0$ , tirer à partir de l'abaque donné en annexe (N° 02) le rapport  $\frac{Y}{H_S}$ .
- g) Refaire le même procédé jusqu'on arrive à la dernière section intermédiaire entre le coursier et le bassin de dissipation.

Les résultats des calculs de la ligne d'eau dans le coursier sont présentés dans le tableau suivant

**Tableau III.04 :** Calcul de la ligne d'eau dans le coursier

L (m)	$\Delta x$ (m)	$\Delta H$ (m)	$5 \times \Delta H$ (m)	Test	j (m)	$H_S$ (m)	A	$h/H_S$	h (m)
0	-	2,94	-	Si $L < 5 \times \Delta H \Rightarrow j = 0,1 \cdot \Delta H$	-	-	-	-	2,94
10	10	4,44	22,2		0,444	3,996	2,58	0,91	2,87
20	10	5,94	29,7		0,594	5,346	0,83	0,79	1,59
30	10	7,44	37,2		0,744	6,696	0,39	0,41	1,23
40	10	8,94	44,7		0,894	8,046	0,22	0,23	1,18
50	10	10,44	52,2		1,044	9,396	0,14	0,16	1,13
60	10	11,94	59,7	$J=0,1 \cdot \Delta H$	2,388	9,552	0,11	0,12	1,08
70	10	13,44	67,2		2,688	10,752	0,083	0,083	0,92

Avec :  $A = \frac{Q}{\sqrt{2g} \times l \times H_S^{3/2}}$

- Calcul de la vitesse et le nombre de Froude à la sortie du coursier :

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{804}{58 \times 0,92} = 16,11 \text{ m/s}$$

$$F = \frac{V}{\sqrt{g \times h}} = \frac{16,11}{\sqrt{9,81 \times 0,92}} = 5,36$$

- **Les murs bajoyers:**

La hauteur des murs bajoyers se détermine comme suite:

$$H = h + R$$



## Chapitre III : Etude des variantes de l'évacuateur des crues

$$R = 0.6 + 0.05 \times V \times (h)^{1/3} = 1.4 \text{ m} \dots \dots \dots \text{(III-33)}$$

H=2.31 m. On adopte une valeur de H= 2.5 m

### III-2-1-5 Bassin de dissipation :

L'énergie de l'eau arrivée avec une vitesse d'écoulement importante doit être dissipée en aval afin de protéger les berges et même le corps du barrage contre l'érosion régressive qui peut apparaître.

Le principe de la dissipation d'énergie du flot évacué se fait par un ralentissement brutal de la vitesse de l'écoulement, donc par un changement du régime torrentiel d'écoulement au régime fluvial.

Les tests réalisés par (USBR) « The Bureau Of Réclamation » montrent que le ressaut dépend directement du nombre de Froude et on a :

- $1 \leq FR \leq 1.7$  ressaut ondulé.
- $1.7 \leq FR \leq 2.5$  ressaut faible de petites apparitions en surface.
- $2.5 \leq FR \leq 4.5$  ressaut oscillant.
- $4.5 \leq FR \leq 9$  ressaut stable (Stationnaire).
- $FR \geq 9$  ressaut fort (Ecoulement très turbulent).

Pour notre cas :

$4.5 \leq FR = 7.91 \leq 9$  et la vitesse à la sortie de coursier est supérieure de 15m/s Donc on doit projeter un bassin de dissipation « type III ».

De l'abaque de l'annexe N°02 On a

$$\frac{Y_2}{Y_1} = \frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8Fr^2} - 1) = 10.94 \quad \Rightarrow \quad Y_2 = 10.94 \times 0.92 = 7.98 \text{ m}$$

$$Y_2 = 7.98 \text{ m} \quad \frac{L}{Y_2} = 4.30 \quad \text{D'où : } L = 7.98 \times 4.30 = 34.31 \text{ m}$$

$$L = 35 \text{ m}$$

Avec :

$Y_1$  : tirant d'eau avant le ressaut.

$Y_2$  : tirant d'eau après le ressaut.



## Chapitre III : Etude des variantes de l'évacuateur des crues

$L$  : longueur du ressaut.

➤ **Dimensionnement des blocs de chute :**

$$h_1 = a_1 = e_1 = y_1 = 0.92 \text{ m}$$

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 successives.

$$\text{Le nombre des blocs de chute} = \frac{58}{0.92+0.92} = 39 \text{ blocs}$$

➤ **Dimensionnement du seuil denté :**

$$h_2 = 0.2 y_2 = 0.2 \times 7.98 = 1.59 \text{ m} \approx 1.60 \text{ m}$$

$$a_2 = 0.15 y_2 = 0.15 \times 7.98 = 1.19 \text{ m} \approx 1.2 \text{ m}$$

$$e_2 = 0.15 y_2 = 0.15 \times 7.98 \approx 1.2 \text{ m}$$

Avec :

$h_2$  : la hauteur du seuil denté,

$a_2$  : l'épaisseur du seuil denté,

$e_2$  : l'espacement entre deux seuils dentés successifs.

$$\text{Le nombre des seuils dentés} = \frac{58}{1.2+1.2} = 25 \text{ seuils dentés}$$

### III-2-1-6 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 :**

$$h_{cr} = \left( 1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0.015 \times \sigma_{cr}^2 \right) \times K \dots\dots\dots \text{(III.34)}$$



## Chapitre III : Etude des variantes de l'évacuateur des crues

Avec :

$$K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \times b^2}} \dots\dots\dots(III.35)$$

$$\sigma = \frac{K \times m}{b} \dots\dots\dots(III.36)$$

Application numérique :

$$\begin{cases} K = \sqrt[3]{\frac{804^2}{9.81 \times 58^2}} = 2.94 \\ \sigma = \frac{2.94 \times 1}{58} = 0.051 \end{cases}$$

D'où :

$$h_{cr} = \left(1 - \frac{0.051}{3} + 0.015 \times 0.051^2\right) \times 2.94 = 2.9 \text{ m} \qquad h_{cr} = 3 \text{ m}$$

➤ **Pente critique :**

$$l_{cr} = \frac{Q^2}{S_{cr}^2 \times C_{cr}^2 \times R_{cr}} \dots\dots\dots(III.37)$$

Avec :

$$S_{cr} = m \times h_{cr}^2 + b \times h_c$$

$$P_{cr} = b + h_{cr} \times \sqrt{1 + m^2}$$

$$R_{cr} = \frac{S_{cr}}{P_{cr}}$$

$$C_{cr} = \frac{1}{n} \times R_{cr}^{1/6}$$

Application numérique :

$$S_{cr} = 1 \times 3^2 + 58 \times 3 = 183 \text{ m}^2$$

$$P_{cr} = 58 + 3 \times \sqrt{1 + 1^2} = 62.2 \text{ m}$$

$$R_{cr} = \frac{183}{62.2} = 2.94 \text{ m}$$

$$C_{cr} = \frac{1}{0.023} \times 2.94^{1/6} = 52.04$$

$$D'où : l_{cr} = \frac{804^2}{183^2 \times 52.04^2 \times 2.94} = 0.0032 \text{ m/m}$$

➤ **La profondeur normale :**

La profondeur normale du canal est tirée directement des calculs par le CANALP, on a trouvé :  $h_n = 3.97$  m.

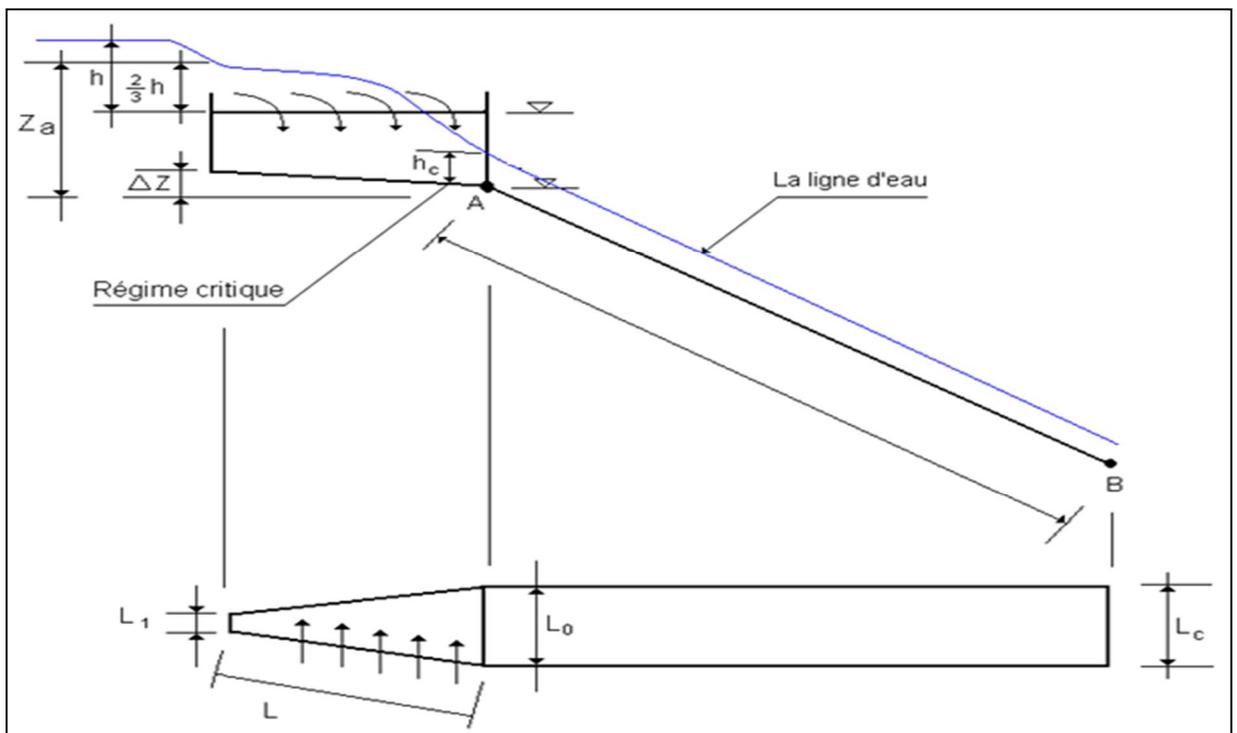
➤ **Vitesse dans le canal :**

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{m \times h_n^2 + b \times h_n} = \frac{804}{1 \times 3.97^2 + 58 \times 3.97} = 3.72 \text{ m/s} \quad V=3.72 \text{ m/s}$$

### III-3 Evacuateur latéral à entonnement latéral :

#### III-3-1 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.



**Figure III.05 :** Schéma d'un évacuateur latéral à entonnement latéral

$h_c$  : est la profondeur critique, c'est la ou on a un changement de pente.

On prend directement en fonction de la topographie les paramètres suivants :

$$L_1 = 5\text{m}$$

$$L_0 = 20\text{ m}$$



## Chapitre III : Etude des variantes de l'évacuateur des crues

$$L_c = 20 \text{ m}$$

Et on calcul les rapports :

$$\frac{L_0}{L_c} = 1 \quad \text{et} \quad \frac{L_1}{L_0} = \frac{5}{10} = 0.5$$

➤ **Calcul  $y_A$  (le tirant d'eau au point A) :**

$$y_A = y_c$$

On a la formule du nombre de Froude pour le régime critique :

$$F^2 = \frac{Q^2 \times B}{g \times S^3} = 1 \dots\dots\dots (III.38)$$

La section d'écoulement est rectangulaire.

Pour une section rectangulaire, on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} S = y_c \cdot L_0 \dots\dots\dots (III.39) \\ B = L_0 + 2y_c \dots\dots\dots (III.40) \end{array} \right.$$

En remplaçant ces deux paramètres dans la formule (II.38), on aura :

$$\frac{(L_0 + 2y_c)Q^2}{g(y_c \cdot L_0)^3} = 1 \dots\dots\dots (III.41)$$

Application numérique :

$\frac{(20+2y_c)804^2}{9.81(20y_c)^3} = 1 \Rightarrow$  La résolution de cette équation se fait par itération, les résultats trouvés sont représentées dans le tableau suivant.

**Tableau III.05** : Calcul de la profondeur critique

Yc(m)	A	B	A/B
7	28522298.36	26918640	1,059
7,1	28690076.58	28088855.28	1,021
7.15	28773965.69	28686470.67	1.003
7.155	28782354.61	28746694.17	1.001
7.156	28784032.39	28758748.98	1

Avec :

$$A = (20 + 2y_c) \cdot 804^2$$

$$B = 9.81(20y_c)^3$$

D'où :  $y_A = 7.156 \text{ m}$



## Chapitre III : Etude des variantes de l'évacuateur des crues

➤ **Calcul de charge spécifique au point A :**

$$H_{S.C} = y_c + \frac{V_c^2}{2g} \dots\dots\dots (III.42)$$

$$H_{S.C} = y_c + \frac{Q^2}{2gS^2} = y_c + \frac{Q^2}{2g(y_c.L_0)^2}$$

Application numérique :

$$H_{S.C} = 7.156 + \frac{804^2}{19.62(7.156 \times 20)^2} = 9.2 \text{ m}$$

$$H_{S.C} = 9.2 \text{ m}$$

➤ **Calcul des paramètres  $y'_c$  et  $L'_c$  :**

$$y'_c = \frac{2}{3} H_{S.C} = \frac{2}{3} \times 9.2 = 6.1 \text{ m}$$

$$L'_c = \frac{0.59 Q}{H_{S.C}^{3/2}} = \frac{0.59 \times 804}{9.2^{3/2}} = 19.36 \text{ m}$$

➤ **Calcul de U :**

$$U = \frac{m.y'_c}{L'_c} = \frac{0 \times 6.1}{19.36} = 0 \text{ (Section rectangulaire)}$$

➤ **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.

$$PE - C_A = NNR + \frac{2}{3} h - C_A = 632.5 + \frac{2}{3} \times 2.4 - 624.8 = 9.3 \text{ m}$$

On prend :  $Z_a = 9.2 \text{ m}$  (raison de sécurité).

$$Z_a = 9.2 \text{ m}$$

➤ **Calcul de  $\Delta Z$  :**

$$\left. \begin{array}{l} \frac{Z_a}{y'_c} = \frac{9.2}{6.1} = 1.51 \\ U = 0. \end{array} \right\} \Rightarrow \text{À partir de l'abaque (annexe 02) on tire le rapport: } \frac{\Delta Z}{y'_c} = 0.35$$

$$\Rightarrow \Delta Z = 0.35 \times 6.1 = 2.13 \text{ m}$$

$$\Delta Z = 2.13 \text{ m}$$



## Chapitre III : Etude des variantes de l'évacuateur des crues

➤ **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 :

$$H_S(B) = 0.8[H_S(A) + Z_A - Z_B] \dots\dots\dots(III.43)$$

Application numérique :

$$H_S(B) = 0.8[9.2 + 624.8 - 609.8] = 19.36 \text{ m}$$

$$\frac{Q}{\sqrt{2g} \times l \times H_S^{3/2}} = \frac{804}{\sqrt{2g} \times 110 \times 19.36^{3/2}} = 0.02$$

$$\eta = \frac{m \times H_S}{l} = 0$$

$$H_S(B) = 19.36 \text{ m} \xrightarrow{\text{Abaque (annexe 02)}} y_B = 3.8 \text{ m} \qquad y_B = 3.8 \text{ m}$$

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 :

$$V_B = \frac{Q}{S_B} = \frac{Q}{y_B \cdot L_c} = \frac{804}{3.8 \times 20} = 10.53 \text{ m/s}$$

$$F = \frac{V}{\sqrt{g \times h_2}} = \frac{10.53}{\sqrt{9.81 \times 3.8}} = 1.71$$

**III-3-2 Choix du bassin de dissipation :**

On a :

$2.5 < F = 1.71 < 4.5$  D'après les tests réalisés par (USBR) on choisit un bassin de type I.

➤ **Calcul du tirant d'eau aval  $y_2$  :**

Connaissant le nombre de Froude, on tire à partir de l'abaque (voir l'annexe N°02), le rapport :

$$\frac{y_2}{y_1} = 3.40 \Rightarrow y_2 = 3.4 \times y_1 = 3.4 \times 3.8 = 12.92 \text{ m} \qquad y_2 = 12.92 \text{ m}$$



## Chapitre III : Etude des variantes de l'évacuateur des crues

- **Longueur du bassin :**

$$\frac{L}{y_2} = 4.80 \Rightarrow L = 4.80 \times y_2 = 4.8 \times 12.92 = 62.02 \text{ m} \qquad L = 62.02 \text{ m}$$

On prend :  $L = 63 \text{ m}$

- **Calcul des dimensions des blocs de chute :**

La hauteur =  $2 \cdot y_1 = 2 \times 3.8 = 7.6 \text{ m}$

La longueur =  $2 \cdot y_1 = 7.6 \text{ m}$

L'épaisseur =  $y_1 = 3.8 \text{ m}$

L'espacement =  $y_1 \approx 3.8 \text{ m}$

Le nombre des blocs de chute =  $\frac{20}{7.6} = 2.63$

Si on prend 3 blocs  $\Rightarrow 3 \times 7.6 = 22.8 \text{ m}$

### III-3-3 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 III.06 :** Paramètres géométriques et hydrauliques du canal de restitution

La hauteur critique	3 m
La Pente critique	0.0032 m/m
La profondeur normale	3.97 m
Vitesse dans le canal	3.72 m/s

### III-4 Calcul de la hauteur des murs bajoyers :

#### III-4-1 Chenal d'écoulement :

La hauteur du mur bajoyer pour le chenal d'écoulement est la même que celle trouvée pour l'évacuateur à entonnement frontal. On a trouvé une hauteur de 3.5 m.



**III-4-2 Le coursier :**

➤ **Hauteur du mur au début du coursier  $h_m$  :**

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{804}{20 \times 6.1} = 7.5 \text{ m/s}$$

$$r = 0.61 + 0.14 \times 7.5^{1/3} = 0.88 \text{ m}$$

$$h_m = 6.1 + 0.88 = 6.98 \text{ m} \qquad h_m = 7 \text{ m}$$

➤ **Hauteur du mur à la fin du coursier :**

$$V = \frac{804}{20 \times 3.8} = 12.05 \text{ m/s}$$

$$r = 0.61 + 0.14 \times 12.05^{1/3} = 0.93 \approx 1.0 \text{ m}$$

$$h_m = 3.8 + 1.0 = 4.8 \text{ m}$$

On prend une hauteur de :  $h_m = 5 \text{ m}$

**III-4-3 Le bassin de dissipation :**

$$V = 12.05 \text{ m/s}$$

$$r = 0.61 + 0.14 \times 12.05^{1/3} = 0.93 \approx 1 \text{ m}$$

$$h_m = 12.92 + 1.0 = 13.93 \text{ m} . \text{ On prend une hauteur de } 14 \text{ m} .$$

**III-5 Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier :**

**III-5-1 Vérification de l'apparition des vagues roulantes :**

Les conditions d'absence de vagues roulantes sont :

$$\frac{b}{h} < (10 \div 12)$$

$$F^2 < 40$$

Avec :

$b$  : Largeur du coursier,

$h$  : Profondeur d'eau minimale dans le coursier

$F$  : Nombre de Froude.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{20}{6.1} = 3.27 < 10 \\ F^2 = 2.58^2 = 6.65 < 40 \end{array} \right.$$



## Chapitre III : Etude des variantes de l'évacuateur des crues

Les deux conditions sont vérifiées. C'est-à-dire, il n'y aura pas de risque d'apparition des vagues roulante.

### III-5-2 Le phénomène d'entraînement de l'air naturel :

L'entraînement de l'air naturel dans l'eau pendant le fonctionnement du coursier est vérifié dans le premier cas (évacuateur latéral à entonnement frontal), parce que les paramètres qui ont une influence sur ce phénomène sont les même (le débit, la largeur du coursier et la pente).

### III-6 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.

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 sûr, 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.

### Conclusion :

L'évacuateur latéral à entonnement frontal est déconseillé car il est :

- Difficile à réaliser surtout pour les barrages en terre.
- Un ouvrage couteux par le volume du béton nécessaire pour le déversoir de profil Creager. Un volume de terrassement important pour l'installation du déversoir et le chenal d'écoulement à cause de la largeur de ce dernier qui égale à 75 m.

D'où, la variante choisie est un évacuateur de crues latéral à entonnement latéral parce qu'il est le plus favorable pour un barrage en terre, donne un bon rendement, moins couteux que le latéral de point de vue volume du béton et volume du terrassement.

Après le choix de la variante de l'évacuateur de crues, le calcul hydraulique et le dimensionnement de la variante choisi, il nous reste les calculs du génie civil : calcul de



## Chapitre III : Etude des variantes de l'évacuateur des crues

---



stabilité, le ferrailage, le coffrage et les quantités des matériaux nécessaires pour la construction (ciment, les armatures, les granulats, l'eau, les adjuvants,...



# **Chapitre IV :**

## **Etude genie civil**

## Introduction :

L'objectif de ce chapitre est de connaître l'état de stabilité de l'évacuateur de crue, après avoir déterminés toutes les charges auxquelles il est soumis, ensuite faire le calcul du ferrailage.

## IV-1 Principes du calcul génie civil :

Le calcul génie civil doit passer par le procédé suivant :

### IV-1-1 Calcul de stabilité :

Avant de faire les calculs béton armé, il faudra vérifier la stabilité de l'ouvrage.

Il faudrait que ces trois stabilités soient vérifiées:

- Stabilité au renversement
- Stabilité au poinçonnement
- Stabilité au glissement

#### IV-1-1-1 Stabilité du déversoir :

Les forces qui agissent sur le déversoir sont les suivantes :

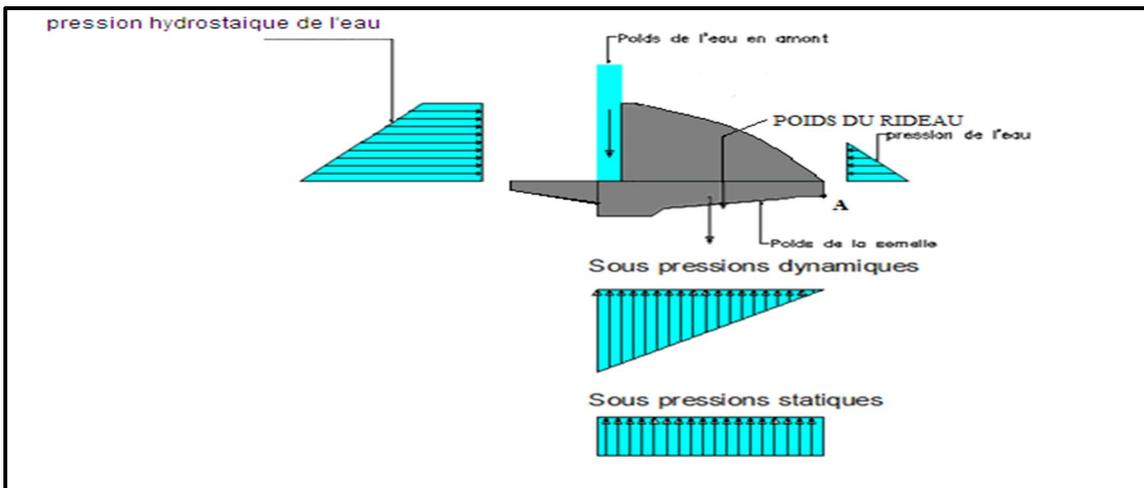


Figure IV-1 : présentation des forces qui agissent sur le déversoir

#### IV-1-1-2 Forces verticales :

##### a) Les forces des sous pressions :

Pour déterminer ces forces on doit faire une étude des infiltrations, parmi les méthodes utilisées dans ce but, on peut citer la méthode de Bligh.



## Chapitre IV : Etude génie civil

### a)-1- Prédimensionnement de l'ouvrage hydrotechnique :

#### a)-1-1 Avant radier :

- **Longueur :**

$$l_{ar} = (0 \div 2) * h_1$$

$h_1$ : Etant la charge d'eau au bief amont ;  $H_1 = H + P = 2.4 + 4 = 6.5 \text{ m}$

$$l_{ar} = 0.5 * 6.5 = 3.25 \text{ m}$$

- **Epaisseurs :**  $T_{ar1} = ?$

On a pour :

$$\begin{cases} h_1 \leq 5\text{m} & \rightarrow T_{ar1} = (0.4 \div 0.5) \text{ m} \\ 5 < h_1 \leq 10\text{m} & \rightarrow T_{ar1} = (0.4 \div 0.6) \text{ m} \\ h_1 \geq 10\text{m} & \rightarrow T_{ar1} = 0.75 \text{ m} \end{cases}$$

Notre cas c'est le deuxième, on prend :  $T_{ar1} = 0.5\text{m}$

$$T_{ar2} = ?$$

$$T_{ar2} = 0.75 + 0.05H_1 = 0.75 + 0.05 * 6.5 = 1.10\text{m}$$

#### a)-1-2 Radier :

- **Longueur :**

$$L_r = (1.25 \div 2.5) * H_1 = 1.25 * 6.5 = 8.12 \text{ m}$$

- **Epaisseurs :**

$$T_{r1} = (0.25 \div 0.30) * H_1 = 0.3 * 6.5 = 1.95 \text{ m}$$

$$T_{r2} = (0.13 \div 0.15) * H_1 = 0.15 * 6.5 = 0.98 \text{ m}$$

$$T_{r4} = T_{r1} - 0.5 = 1.95 - 0.5 = 1.7\text{m}$$

$$S = T_{r1} = 1.95 \text{ m}$$

$$S_1 = S_2 = T_{r2} + 0.5 = 0.98 + 0.5 = 1.48 \text{ m}$$

#### a)-2 Méthode du contour linéaire dite (méthode de BLIGH) :

$L_{RCD}$  = longueur du contour déployé ;

$LC_{Théo.B}$  = longueur théorique de Bligh.

$$LC_{Théo.B} = C * \Delta H ; \Delta H = H_1 - H_2 = 6.5 - 2.4 = 4.1 \text{ m}$$

C : Constante de Bligh dépend du sol ;  $C=3.5$



## Chapitre IV : Etude génie civil

$$LC_{Théo.B} = C * \Delta H = 3.0 * 4.1 = 12.3 \text{ m}$$

$$LRCD = 0.5 + 3.8 + 1.12 + 1.95 + 0.707 + 4.54 + 0.707 + 1.48 + 1.48 = 14.80\text{m}$$

$LRCD > LC_{Théo.B}$  , donc la condition est vérifiée.

Le calcul des sous pression se fait comme suit :

$$\text{On a: } h_x = \frac{\Delta h}{l_{rcd}} * l_x \dots \dots \dots (IV - 1)$$

Connaissant les valeurs de  $\Delta h$  et LRCD

$$h_x = 0.44 * l_x$$

$$t_x = n * \left( \frac{\gamma_w}{\gamma_b - \gamma_w} \right) * h_x \dots \dots \dots (IV - 2)$$

Telle que :

$t_x$ : epaisseur du radier

$\gamma_w$ : Poids spécifique de l'eau =1000 Kgf/m3

$\gamma_b$ : Poids spécifique du béton =2400 Kgf/m3

N : coefficient de sécurité varie entre 0.85 et 1.25 selon la classe de l'ouvrage.

$$t_x = 0.714 * h_x$$

Le tableau suivant récapitule les valeurs des sous pression en chaque point :

**Tableau IV-1** : les valeurs des sous-pressions en chaque point.

Point	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
$l_x(m)$	0	1.48	3.26	3.96	8.50	9.21	11.46	12.58	14.38	14.80
$h_x(m)$	0	0,72	1,43	1,75	3,74	4,05	5,04	5,54	7,21	7,43
$T_{BILIGH}(m)$	0	0,51	1,02	1,25	2,67	2,89	3,60	3,95	5,15	5,30
$T_{pré}(m)$	0	1.48	1.48	1.10	1.70	1.95	1.95	1.10	0.5	0
$T_d(m)$	0	1	1	1.10	1.70	1.95	1.95	1.10	0.5	0

**a)-3 Force de souppression hydrodynamique :  $F_{sp}^h = \gamma_w * S_{sp}^h * l$**

Avec :  $\gamma_w$ : Poids volumique de l'eau ;  $\gamma_w = 1.0 \text{ T/m}^3$

$S_{sp}^h$  : Epure des sous-pressions ;  $S_{sp}^h = 20.16 \text{ m}^2$

$$F_{sp}^h = \gamma_w * S_{sp}^h = 1.0 * 20.16 * 1 = 20.16 \text{ t}$$



## Chapitre IV : Etude génie civil

**a)-4 Force de pression statique :  $F_{sp}^s = \gamma_w * S_{sp}^s * l$**

Avec :  $\gamma_w$  : Poids volumique de l'eau ;  $\gamma_w = 1.0 \text{ T/m}^3$

$S_{sp}^s$  : Epure des sous-pressions ;  $S_{sp}^s = 20.1 \text{ m}^2$

$$F_{sp}^s = \gamma_w * S_{sp}^s = 1.0 * 20.1 * 1 = 20.1 \text{ t}$$

$$F_{sp} = F_{sp}^h + F_{sp}^s = 20.1 + 20.16 = 40.26 \text{ t}$$

**b) Poids du rideau :  $P_r = \gamma_b * S_r * l$**

Avec :  $\gamma_b$  : Poids volumique du béton ;  $\gamma_b = 2.4 \text{ T/m}^3$

$S_r$  : Surface du rideau ;  $S_r = 24.36 \text{ m}^2$

$$P_r = \gamma_b * S_r = 2.4 * 24.36 * 1 = 58.46 \text{ t.}$$

**c) Poids de la semelle :  $P_s = \gamma_b * S_s * l$**

Avec :  $\gamma_b$  : Poids volumique du béton ;  $\gamma_b = 2.4 \text{ T/m}^3$

$S_s$  : Surface de la semelle ;  $S_s = 15.5 \text{ m}^2$

$$P_s = \gamma_b * S_s = 2.4 * 15.5 * 1 = 37.20 \text{ t}$$

**d) Poids de l'eau amont :  $P_w^{am} = \gamma_w * S_{w.am} * l$**

Avec :  $\gamma_w$  : Poids volumique de l'eau ;  $\gamma_w = 1.0 \text{ T/m}^3$

$S_w^{am}$  : Surface de l'eau en amont ;  $S_w^{am} = 6.5 \text{ m}^2$

$$P_w^{am} = \gamma_w * S_w^{am} = 1.0 * 6.5 * 1 = 6.5 \text{ t}$$

### IV-1-1-3 Forces horizontales :

**a) Poussée de l'eau en amont :  $F_w^{am} = S_w^{am} * \gamma_w * l$**

Avec :  $\gamma_w$  : Poids volumique de l'eau ;  $\gamma_w = 1.0 \text{ T/m}^3$

$S_w^{am}$  : Epure des pressions de l'eau en amont ;  $S_w^{am} = 23.0 \text{ m}^2$

$$F_w^{am} = 1.0 * 23.0 * 1 = 23.0 \text{ t}$$

**b) Poussée de l'eau en aval :  $F_w^{av} = S_w^{av} * \gamma_w * l$**

Avec :  $\gamma_w$  : Poids volumique de l'eau ;  $\gamma_w = 1.0 \text{ T/m}^3$

$S_w^{av}$  : Epure des pressions de l'eau en aval ;  $S_w^{av} = 5.12 \text{ m}^2$



## Chapitre IV : Etude génie civil

$$F_w^{av} = 1.0 * 5.12 * 1 = 5.12 \text{ t}$$

### IV-1-2 Stabilité au renversement :

Le principe de la vérification de la stabilité au renversement est de vérifier que le mur sous l'effet des charges verticales et horizontales ne pivote pas autour de l'arrête A. pour que le mur soit stable, on prend  $\frac{M_s}{M_r} > 1 \div 3$  ;

Avec :

$M_s$  : La somme des moments des forces stabilisatrices.

$M_r$  : Le somme des moments des forces déstabilisatrices.

$$M_s = P_r * 4.50 + P_s * 4.58 + P_w^{am} * 8.12 = 486.22 \text{ t.m}$$

$$M_r = F_{sp} * 5.6 + F_w^{am} * 2 = 166.65 \text{ t.m}$$

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{486.22}{166.65} = 2.90 > 1 \div 3 ; \text{ Donc la stabilité au renversement est vérifiée.}$$

### IV-1-3 Stabilité au glissement :

Pour que le mur soit stable au glissement il faut que :

$$\frac{\sum \text{Forces horizontales}}{\sum \text{forces verticales}} \leq \theta ;$$

$\theta$  : Coefficient de frottement du sol par rapport au béton ( $\theta > 0.7$ ).

$$\sum F_v = P_r + P_w^{am} + P_s - F_{sp} = 58.46 + 6.5 + 37.20 - 40.26 = 61.9 \text{ t}$$

$$\sum F_h = F_w^{am} + F_w^{av} = 23.0 + 5.12 = 28.12 \text{ t}$$

$$\frac{\sum \text{Forces horizontales}}{\sum \text{forces verticales}} = \frac{28.12}{61.9} = 0.45 < 0.7$$

Donc la stabilité au glissement est vérifiée.

### IV-1-4 Stabilité au poinçonnement :

C'est la vérification que les contraintes transmises par la base de la semelle au sol sont inférieur à  $\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars}$ .

Calcul de N :

$$N = \sum F_v = P_r + P_w^{am} + P_s - F_{sp} = 61.9 \text{ t}$$

## Chapitre IV : Etude génie civil

Calcul de  $M_G$  :

$$M_G = \sum \text{Moment} /_G \text{ des Forces verticales et horizontales.}$$

G : Centre de gravité de la base de la semelle.

$$M_G = -P_r * 1.10 + P_w^{am} * 4.14 + F_{sp} * 0.88 - F_w^{am} * 2.93 + F_w^{av} * 2.40$$

$$M_G = -57.07 \text{ t.m}$$

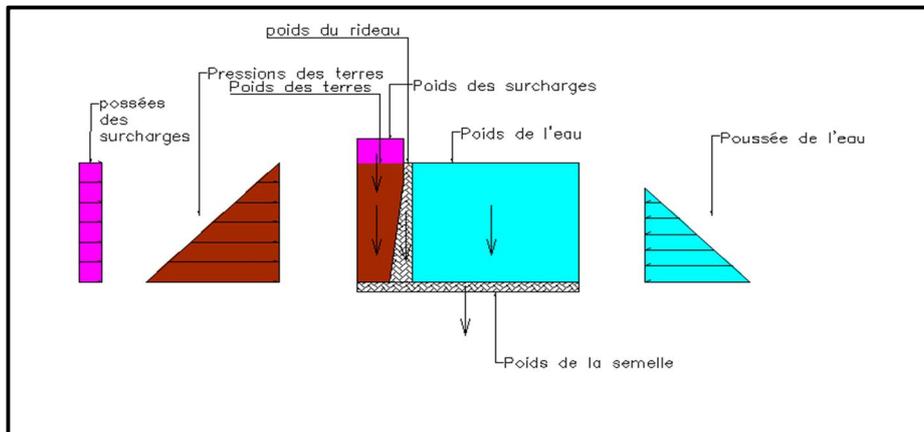
Le calcul de  $\sigma_1$  et  $\sigma_2$  :

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{100\beta} + \frac{6M_G}{100\beta^2} = \frac{61900}{100 * 1137} + \frac{6 * -57.07 * 10^5}{100 * 1137^2} = 0.28 \\ \sigma_2 = \frac{N}{100\beta} - \frac{6M_G}{100\beta^2} = \frac{61900}{100 * 1137} - \frac{6 * -57.38 * 10^5}{100 * 1137^2} = 0.81 \end{cases}$$

Donc la stabilité au poinçonnement est vérifiée.

### IV-2 Stabilité des murs bajoyers :

Les murs bajoyers travaillent comme les murs de soutènements, ils s'opposent à la poussée des terres et celle de l'eau, pour le renversement et le glissement le cas le plus défavorable c'est quand il y'a pas de l'eau. Quant au poinçonnement le cas le plus défavorable c'est lors de la crue.



**Figure VI-2 : Les forces auxquelles soumis le mur.**

#### IV-2-1 Forces verticales :

a) **Poids du rideau :  $P_r = \gamma_b * S_r * l$**

Avec :  $\gamma_b$  : Poids volumique du béton ;  $\gamma_b = 2.4 \text{ T/m}^3$

$S_r$  : Surface du rideau ;  $S_r = 3.5 \text{ m}^2$

$$P_r = \gamma_b * S_r = 2.4 * 3.5 * 1 = 8.4 \text{ t}$$



## Chapitre IV : Etude génie civil

**b) Poids de la semelle :  $P_s = \gamma_b * S_s * l$**

Avec :  $\gamma_b$  : Poids volumique du béton ;  $\gamma_b = 2.4 \text{ T/m}^3$

$S_s$  : Surface de la semelle ;  $S_s = 4.0 \text{ m}^2$

$$P_s = \gamma_b * S_s = 2.4 * 4 * 1 = 9.6 \text{ t}$$

**c) Poids des terres :  $P_t = \gamma_t * S_t * l$**

Avec :  $\gamma_t$  : Poids volumique du béton ;  $\gamma_t = 1.15 \text{ T/m}^3$

$S_t$  : Surface des terres ;  $S_t = 8.5 \text{ m}^2$

$$P_t = \gamma_t * S_t * l = 1.15 * 8.5 * 1 = 9.77 \text{ t}$$

**d) Poids des surcharges :  $P_{sr} = s * S_{sr} * l$**

Avec :  $s$  : valeur règlementaire des surcharges ;  $s = 1 \text{ T/m}^2$

$S_{sr}$  : Surface des surcharges ;  $S_{sr} = 1.5 \text{ m}^2$

$$P_{sr} = 1.0 * 1.5 * 1 = 1.5 \text{ t}$$

**e) Poids de l'eau :  $P_w = \gamma_w * S_w * l$**

Avec :  $\gamma_w$  : Poids volumique de l'eau ;  $\gamma_w = 1.0 \text{ T/m}^3$

$S_w$  : Surface de l'eau ;  $S_w = 40.20 \text{ m}^2$

$$P_w = \gamma_w * S_w = 1.0 * 40.20 * 1 = 40.20 \text{ t}$$

**IV-2-2 Forces horizontales :**

**a) Poussée des terres :  $F_t = A_p * S_t * \gamma_t * 1$ ;**

Avec :  $A_p = \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$  ;

$\varphi$  : Angle de frottement ;  $\varphi = 30^\circ$  ;  $A_p = 0.33$  ;

$\gamma_t$  : Poids volumique de l'eau ;  $\gamma_t = 1.15 \text{ T/m}^3$

$S_t$  : Epure des pressions des terres ;  $S_t = 15.0 \text{ m}^2$

$$F_t = 0.33 * 1.15 * 15.0 * 1 = 5.70 \text{ t}$$

**b) Poussée de l'eau :  $F_w = S_w * \gamma_w * 1$**

Avec :  $\gamma_w$  : Poids volumique de l'eau ;  $\gamma_w = 1.0 \text{ T/m}^3$



## Chapitre IV : Etude génie civil

$S_w$  : Epure des pressions de l'eau en aval ;  $S_w = 9.56 \text{ m}^2$

$$F_w = 1.0 * 9.56 * 1 = 9.56 \text{ t}$$

c) **Poussée des surcharges :  $F_{sr} = A_p * s * H$**

Avec :  $A_p = 0.33$  ;

$H$  : La hauteur du mur ;  $H = 5 \text{ m}$  ;

$s$  : Valeur règlementaire des surcharges ;  $s = 1 \text{ T/m}^2$

$$F_{sr} = 0.33 * 1.0 * 5 = 1.65 \text{ t}$$

### IV-2-3 Stabilité au renversement :

Le principe de la vérification de la stabilité au renversement est de vérifier que le mur sous l'effet des charges verticales et horizontales ne pivote pas autour de l'arrête A. pour que le mur soit stable, on prend  $\frac{M_s}{M_r} > 1 \div 3$  ;

Avec :  $M_s$  : La somme des moments des forces stabilisatrices.

$M_r$  : Le somme des moments des forces déstabilisatrices.

$$M_s = P_r * 6.5 + P_s * 4.25 + P_t * 7.75 + P_{sr} * 7.75 = 198.75 \text{ t.m}$$

$$M_r = F_t * 2.25 + F_{sr} * 3.75 = 5.70 * 2.25 + 1.65 * 3.75 = 19.01 \text{ t.m}$$

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{198.75}{19.01} = 10.45 > 1.5 ; \text{ Donc la stabilité au renversement est vérifiée.}$$

### IV-2-4 Stabilité au glissement :

Pour que le mur soit stable au glissement il faut que :

$$\frac{\sum \text{Forces horizontales}}{\sum \text{forces verticales}} \leq \theta ;$$

$\theta$  : Coefficient de frottement du sol par rapport au béton ( $\theta > 0.7$ ).

$$\sum F_v = P_r + P_s + P_t + P_{sr} = 8.4 + 9.6 + 9.77 + 1.5 = 29.27 \text{ t}$$

$$\sum F_h = F_t + F_{sr} = 5.7 + 1.65 = 7.35 \text{ t}$$

$$\frac{\sum \text{Forces horizontales}}{\sum \text{forces verticales}} = \frac{7.35}{29.27} = 0.25 > 0.7$$

Donc la stabilité au glissement est vérifiée.



## Chapitre IV : Etude génie civil

### IV-2-5 Stabilité au poinçonnement :

C'est la vérification que les contraintes transmises par la base de la semelle au sol sont inférieure à  $\overline{\sigma}_{sol} = 65$  bars.

Calcul de N :

$$\sum F_v = P_r + P_s + P_t + P_{sr} + P_w = 8.4 + 9.60 + 9.77 + 1.5 + 40.20 = 69.47 \text{ t}$$

Calcul de  $M_G$  :

$$M_G = \sum \text{Moments} /_G \text{ des forces verticales et horizontales.}$$

G : Centre de gravité de la base de la semelle.

$$M_G = P_r * 3.5 + P_t * 4.5 + P_{sr} * 4.5 - F_{sr} * 3.75 - F_t * 2.5 - P_w * 1.0 + F_w * 2.15$$

$$M_G = 26.41 \text{ t.m}$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{100\beta} + \frac{6M_G}{100\beta^2} = \frac{69470}{100 * 850} + \frac{6 * (26.41 * 10^5)}{100 * 850^2} = 0.975 \\ \sigma_2 = \frac{N}{100\beta} - \frac{6M_G}{100\beta^2} = \frac{69470}{100 * 850} - \frac{6 * (26.41 * 10^5)}{100 * 850^2} = 0.524 \end{cases}$$

Donc la stabilité au poinçonnement est vérifiée

### IV-3 Calculs du ferrailage :

#### IV-3-1 Ferrailage des murs bajoyers :

##### IV-3-1-1 Rideau :

Le rideau est considéré comme une console, encastree dans la semelle, et soumis aux pressions des terres et de la surcharges, il y'a lieu de multiplier les charges ^par des coefficients de pondération :

- 1.35 pour les charges permanentes (pressions des terres) ;
- 1.5 pour les charges variables (pressions de la surcharge).

Pour économiser les aciers, il y'a lieu de calculer les moments à  $\frac{h}{2}$ .

##### a) Calcul des moments :

##### ➤ Moment d'encastrement à la base du radier :

$$M_h = 1.35 * A_p * F_t * \frac{h}{3} + 1.5 * A_p * F_{sr} * \frac{h}{2}$$



## Chapitre IV : Etude génie civil

$$M_h = 1.35 * 0.33 * 5.70 * \frac{5}{3} + 1.5 * 0.33 * 1.65 * \frac{5}{2} = 7.27 \text{ m.t}$$

➤ **Moment d'encastrement à mi-hauteur du radier :**

$$M_{\frac{h}{2}} = 1.35 * A_p * F_t * \frac{h}{6} + 1.5 * A_p * F_{sr} * \frac{h}{4}$$

$$M_{\frac{h}{2}} = 1.35 * 0.33 * 5.70 * \frac{5}{6} + 1.5 * 0.33 * 1.65 * \frac{5}{4} = 3.21 \text{ m.t}$$

**b) Calcul des aciers :**

**b)-1 A l'encastrement :**

$$M_h = 7.27 \text{ m.t}$$

La section qui reprend ce moment est telle que :

Hauteur de la section  $h = 0.5 \text{ m}$  ; largeur de la section  $b = 1 \text{ m}$

D'où :  $d = 50 - e$  ;  $e$  : enrobage ( $e = 5 \text{ cm}$ ) ;  $d = 45 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_{bc} * b * d^2} = \frac{7.27 * 10^5}{153 * 100 * 45^2} = 0.024$$

$\bar{\sigma}_{bc}$  : Contrainte admissible à la compression du béton ;

$$\varepsilon_1 = \frac{f_e}{\gamma_s * E_s} = \frac{4000}{1.15 * 2 * 10^6} = 0.00174$$

$$\alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1000 * \varepsilon_1} = \frac{3.5}{3.5 + 1000 * 0.00174} = 0.668$$

$$\mu_1 = 0.8 * \alpha_1 - 0.32 * \alpha_1^2 = 0.8 * 0.668 - 0.32 * 0.668^2 = 0.392$$

$\mu = 0.024 < \mu_1 = 0.392$  ; Donc la section ne comportera pas d'aciers comprimés.

$\mu = 0.024 < 0.186$  ; Donc la section pivote autour du pivot A, et  $1000\varepsilon_1 = 10$

Alors :  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{4000}{1.15} = 3478.26 \text{ bars}$  ;  $\sigma_s$  : limite d'élasticité.

$$\text{Pour } \mu = 0.024, \text{ on a : } \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 * 0.024}}{0.8} = 0.031$$

$$\beta = 1 - 0.4 * \alpha = 1 - 0.4 * 0.031 = 0.99$$

D'où : la section d'acier à l'encastrement :



## Chapitre IV : Etude génie civil

$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{7.27 \cdot 10^5}{0.99 \cdot 45 \cdot 3478.26} = 4.7 \left( \text{cm}^2/\text{m} \right)$$

**b – 2) A mi – hauteur :**

$$M_{\frac{h}{2}} = 3.21 \text{ m.t}$$

La section qui reprend le moment est telle que :

Hauteur de la section  $h = 0.5\text{m}$  ; largeur de la section  $b = 1\text{m}$

D'où :  $d = 0.5 - e$  ;  $e$  : enrobage ( $e = 5\text{ cm}$ ) ;  $d = 45\text{ cm}$

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{3.21 \cdot 10^5}{153 \cdot 100 \cdot 45^2} = 0.0104$$

$\bar{\sigma}_{bc}$  : Contrainte admissible à la compression du béton ;

$$\varepsilon_1 = \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s} = \frac{4000}{1.15 \cdot 2 \cdot 10^6} = 0.00174$$

$$\alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \cdot \varepsilon_1} = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \cdot 0.00174} = 0.668$$

$$\mu_1 = 0.8 \cdot \alpha_1 - 0.32 \cdot \alpha_1^2 = 0.8 \cdot 0.668 - 0.32 \cdot 0.668^2 = 0.392$$

$\mu = 0.0104 < \mu_1 = 0.392$  ; Donc la section ne comportera pas d'aciers comprimés.

$\mu = 0.0104 < 0.186$  ; Donc la section pivote autour du pivot A, et  $1000\varepsilon_1 = 10$  ;

$$\text{Alors : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{4000}{1.15} = 3478.26 \text{ bars ; } \sigma_s : \text{ limite d'élasticité.}$$

$$\text{Pour } \mu = 0.0104, \text{ on a : } \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.0104}}{0.8} = 0.013$$

$$\beta = 1 - 0.4 \cdot \alpha = 1 - 0.4 \cdot 0.013 = 0.99$$

D'où : la section d'acier à l'encastrement :

$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{3.21 \cdot 10^5}{0.99 \cdot 45 \cdot 3478.26} = 2.1 \left( \text{cm}^2/\text{m} \right)$$

**c) Choix des aciers :**

**c)-1 Diamètres des aciers existants :**

$$1T6 = 0.2826 \text{ cm}^2 ; 1T8 = 0.5 \text{ cm}^2 ; 1T10 = 0.785 \text{ cm}^2 ; 1T12 = 1.13 \text{ cm}^2$$

## Chapitre IV : Etude génie civil

$$1T14 = 1.53 \text{ cm}^2; 1T16 = 2.01 \text{ cm}^2; 1T20 = 3.14 \text{ cm}^2$$

### c)-2 Nombre et espacement des aciers :

- **A l'encastrement :  $A = 4.70 \text{ cm}^2/\text{m}$**

$$e = \frac{100}{n}; n = \frac{\text{section trouvée}}{\text{section d'une barre}} + 1$$

T6 :  $n = 17$  ;  $e = 6 \text{ cm}$  , T8 :  $n = 10$  ;  $e = 10 \text{ cm}$  , T10 :  $n = 7$  ;  $e = 14.5 \text{ cm}$ ,

T12 :  $n = 5$  ;  $e = 20 \text{ cm}$ , T14 :  $n = 4$  ;  $e = 25 \text{ cm}$ .

- **A mi – hauteur :  $A = 2.10 \text{ cm}^2/\text{m}$**

T6 :  $n = 8$  ;  $e = 12.5 \text{ cm}$  , T8 :  $n = 5$  ;  $e = 20 \text{ cm}$  , T10 :  $n = 3$  ;  $e = 33.5 \text{ cm}$ .

### c)-3 Le choix :

A l'encastrement on va prendre des barres de T12 :  $n = 5$  ;  $e = 20 \text{ cm}$ .

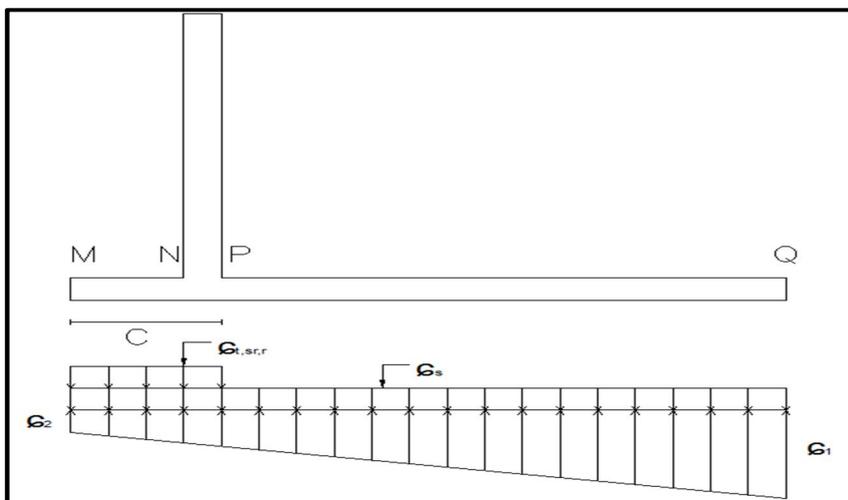
A mi-hauteur on va prendre des barre de T8 :  $n = 5$  ;  $e = 20 \text{ cm}$ .

- Avec des aciers de répartition T8  $e = 20 \text{ cm}$

### IV-3-1-2 Semelle :

La semelle est soumise, aux charges dues au poids des murs, poids de l'eau, les réactions de sol, poids de la semelle.

Le mur sera alors en équilibre suivant le schéma statique suivant



**Figure IV-3 : Schéma d'équilibre statique du mur.**



## Chapitre IV : Etude génie civil

### a) Calcul du ferrailage :

#### a)-1 Détermination du moment :

- **Partie MN :**

La partie MN de la semelle est considérée comme une console encastree en N et soumise aux pressions exterieurs.

$F_R^{MN}$ : Force resultante due aux pressions dans la partie MN.

$$F_R^{MN} = \text{aire du diagrammes des pressions} = 21250 \text{ t}$$

$M_N$  : Moment à l'encastrement

$$M_N = F_R^{MN} * 62 = 21250 * 62 = 1317500 \text{ kg. cm}$$

La section qui reprend le moment  $M_N$  est telle que :

Hauteur de la section  $h = 1\text{m}$  ; largeur de la section  $b = 0.5\text{m}$

D'où :  $d = 50 - e$  ;  $e$  : enrobage ( $e = 5\text{ cm}$ ) ;  $d = 45\text{cm}$

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_{bc} * b * d^2} = \frac{1317500}{153 * 100 * 45^2} = 0.042$$

$\bar{\sigma}_{bc}$  : Contrainte admissible à la compression du béton ;

$$\epsilon_1 = \frac{f_e}{\gamma_s * E_s} = \frac{4000}{1.15 * 2 * 10^6} = 0.00174$$

$$\alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1000 * \epsilon_1} = \frac{3.5}{3.5 + 1000 * 0.00174} = 0.668$$

$$\mu_1 = 0.8 * \alpha_1 - 0.32 * \alpha_1^2 = 0.8 * 0.668 - 0.32 * 0.668^2 = 0.392$$

$\mu = 0.042 < \mu_1 = 0.392$  ; Donc la section ne comportera pas d'aciers comprimés.

$\mu = 0.042 < 0.186$  ; Donc la section pivote autour du pivot A, et  $1000\epsilon_1 = 10$  ;

Alors :  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{4000}{1.15} = 3478.26 \text{ bars}$  ;  $\sigma_s$  : limite d'élasticité.

$$\text{Pour } \mu = 0.042, \text{ on a : } \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 * 0.042}}{0.8} = 0.054$$

$$\beta = 1 - 0.4 * \alpha = 1 - 0.4 * 0.054 = 0.97$$

D'où : la section d'acier à l'encastrement :



## Chapitre IV : Etude génie civil

$$A = \frac{M}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{1317500}{0.97 * 45 * 3478.26} = 8.70 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- **Partie PQ :**

On a alors deux forces :

$F_R^{PO}$  : Aire du diagramme des pressions de la partie PO

$F_R^{PO}$  : Aire du diagramme des pressions de la partie OQ

$$F_R^{PO} = 31524 \text{ kg} ; F_R^{PO} = 8574 \text{ t}$$

P étant à l'encastrement :

$$M_P = -F_R^{PO} * 150.12 + F_R^{OQ} * 598.12$$

$$M_P = -31524 * 150.12 + 8574 * 598.12 = 395898 \text{ kg cm}$$

$M_P$  étant positif alors le sens de rotation de la console est vers le haut. Alors la face tendue est celle du bas.

**a)-2 Calcul des aciers :**

La section qui reprend le moment  $M_N$  est telle que :

Hauteur de la section  $h=6.5\text{m}$  ; largeur de la section  $b=0.5\text{m}$

D'où :  $d = 50 - e$  ;  $e$  : enrobage ( $e=5 \text{ cm}$ ) ;  $d=45\text{cm}$

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_{bc} * b * d^2} = \frac{395898}{153 * 650 * 45^2} = 0.002$$

$\bar{\sigma}_{bc}$  : Contrainte admissible à la compression du béton ;

$$\varepsilon_1 = \frac{f_e}{\gamma_s * E_s} = \frac{4000}{1.15 * 2 * 10^6} = 0.00174$$

$$\alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1000 * \varepsilon_1} = \frac{3.5}{3.5 + 1000 * 0.00174} = 0.668$$

$$\mu_1 = 0.8 * \alpha_1 - 0.32 * \alpha_1^2 = 0.8 * 0.668 - 0.32 * 0.668^2 = 0.392$$

$\mu = 0.002 < \mu_1 = 0.392$  ; Donc la section ne comportera pas d'aciers comprimés.

$\mu = 0.002 < 0.186$  ; Donc la section pivote autour du pivot A, et  $1000\varepsilon_1 = 10$

Alors :  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{4000}{1.15} = 3478.26 \text{ bars}$  ;  $\sigma_s$  : limite d'élasticité.



## Chapitre IV : Etude génie civil

$$\text{Pour } \mu = 0.002, \text{ on a : } \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 * 0.002}}{0.8} = 0.0025$$

$$\beta = 1 - 0.4 * \alpha = 1 - 0.4 * 0.0025 = 0.99$$

D'où : la section d'acier à l'encastrement :

$$A = \frac{M}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{395898}{0.99 * 45 * 3478.26} = 2.55 \text{ cm}^2/\text{m}$$

### b) Choix des aciers :

#### b)-1 Diamètres des aciers existants :

$$1T6 = 0.2826 \text{ cm}^2; 1T8 = 0.5 \text{ cm}^2; 1T10 = 0.785 \text{ cm}^2; 1T12 = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$1T14 = 1.53 \text{ cm}^2; 1T16 = 2.01 \text{ cm}^2; 1T20 = 3.14 \text{ cm}^2$$

#### b)-2 Nombre et espacement des aciers :

- La partie MN :  $A = 8.70 \left( \text{cm}^2/\text{m} \right)$

$$T6 : n = 31 ; e = 3.5 \text{ cm} , T8 : n = 18 ; e = 6 \text{ cm} , T10 : n = 12 ; e = 8.5 \text{ cm} ,$$

$$T12 : n = 8 ; e = 12.5 \text{ cm} , T14 : n = 6 ; e = 16.5 \text{ cm} ; T16 : n = 5 ; e = 20 \text{ cm} ;$$

$$T20 : n = 3 ; e = 33.5 \text{ cm}.$$

- La partie PQ :  $A = 2.55 \left( \text{cm}^2/\text{m} \right)$

$$T6 : n = 10 ; e = 10 \text{ cm} , T8 : n = 6 ; e = 16.5 \text{ cm} , T10 : n = 4 ; e = 25 \text{ cm} ,$$

$$T12 : n = 3 ; e = 33.5 \text{ cm} .$$

#### b)-3 Le choix :

Pour la partie MN : on va opter pour T16 : n = 5 ; e = 20 cm.

Pour la partie PQ : on va opter pour T10 : n = 4 ; e = 25 cm.

- Avec des aciers de répartition T8 e = 20 cm.

### IV-4 Conclusion :

Après le calcul de stabilité de l'évacuateur, on a arrivé à la conclusion que ce dernier va résister aux différentes forces.



# **Chapitre V :**

## **Ouvrages annexes**



## Chapitre V : Les ouvrages annexes

### Introduction :

Les ouvrages annexes ont pour but d'assurer les meilleures conditions de travail dans le chantier. Pour cela il faut mettre.

- Un dispositif de dérivation provisoire qui a un rôle d'amortisseur des crues de chantier.
- Un batardeau qui fait un obstacle devant les crues et pour les orienter vers la dérivation, ce batardeau doit être réalisé comme un petit barrage avec les mêmes conditions de travail (compactage, revêtement, drainage) pour rester stable et étanche durant tout leur délai de service.

Et pour compléter notre structure on met une prise d'eau de type immergé pour satisfaire les besoins en aval et une vidange de fond soit pour chasser la vase ou bien faire la régularisation

### V-1 dérivation provisoire :

La période de construction du barrage comprendra au moins une saison pluvieuse. Pour cette raison, la rivière devra être dérivée. Cette dérivation sera faite au moyen d'un canal en béton armé et des batardeaux en amont et en aval.

Cet ouvrage a pour but la dérivation des eaux de crues pendant la construction du barrage pour pouvoir réaliser les travaux à sec et protéger le chantier contre toute crue et venue d'eau qui peut provoquer des dégâts ou perturber le déroulement des travaux dans les meilleures conditions. Il est accompagné le plus souvent par un batardeau amont jouant le rôle d'un amortisseur de crues et facilitant en même le temps de l'acheminement des eaux vers la dérivation provisoire et un batardeau aval permettant l'empêchement de retour d'eau vers le chantier.

Le batardeau amont se construit avec les mêmes soins que le barrage.

Les critères de conception retenus pour ces ouvrages sont donc les suivants :

- permettre l'évacuation avec un adéquat revanche garanti de la crue de chantier ayant une période de retour  $Tr = 10$  ans de  $324.21 \text{ m}^3/\text{s}$



# Chapitre V : Les ouvrages annexes

## V-1-1 Canal de dérivation :

### V-1-1-1 Conception de l'Ouvrage :

La conception de l'ouvrage de dérivation provisoire, de façon analogue à celles de l'évacuateur de crue et du bassin de dissipation, est dominée par les contraintes topographiques et en suite, par l'importance de la crue de chantier.

La dérivation provisoire des eaux de chantier du barrage koudiat rosfa à la fin des travaux de construction du barrage sera démolie entant donné que elle ne sera pas convertie en vidange de fond. Les critères de conception retenus pour ces ouvrages sont donc les suivants

- permettre l'évacuation, avec un adéquat revanche garanti, de la crue de chantier ayant une période de retour  $Tr = 10$  ans de  $324.21 \text{ m}^3/\text{s}$
- réaliser un ouvrage la plus économique possible entant donné qu'il sera démoli à la fin des travaux

### V-1- 1-2 Calcul du risque de dépassement :

Le risque R pour la capacité d'un ouvrage conçu pour faire face à la crue de durée de retour de T années soit dépassé au moins une fois au cours d'une durée de vie de L années est donné par la formule suivante:  $R=L/ (L+0.5L).....(V-1)$

Il est prévu que la construction du barrage avec les ouvrages annexes s'effectuera sur une période de deux ans et demi (30 mois).La dérivation provisoire est dimensionnée pour une crue de probabilité 10%(10 ans) donc le pourcentage de risque de rupture pendant la période de construction du barrage est égal 22.2%.

### V-1- 1-4 Calcul de section de la galerie de dérivation :

#### 1) la partie en dehors du corps du barrage :

Section rectangulaire en dehors de la digue à ciel ouvert l'écoulement sera à surface libre.

Pour cela il faut encore chercher la section la plus économique possible

$$Q=1/n *S*R^{2/3}*I^{1/2} ..... (V-2)$$

Pour une section économique :  $b = 2h$ , et  $R = h/2$

Les parois interne du tunnel sont construites avec du béton .On prend  $n = 0.014$

Comme on admet une pente du radier de l'Ordre de 0.01

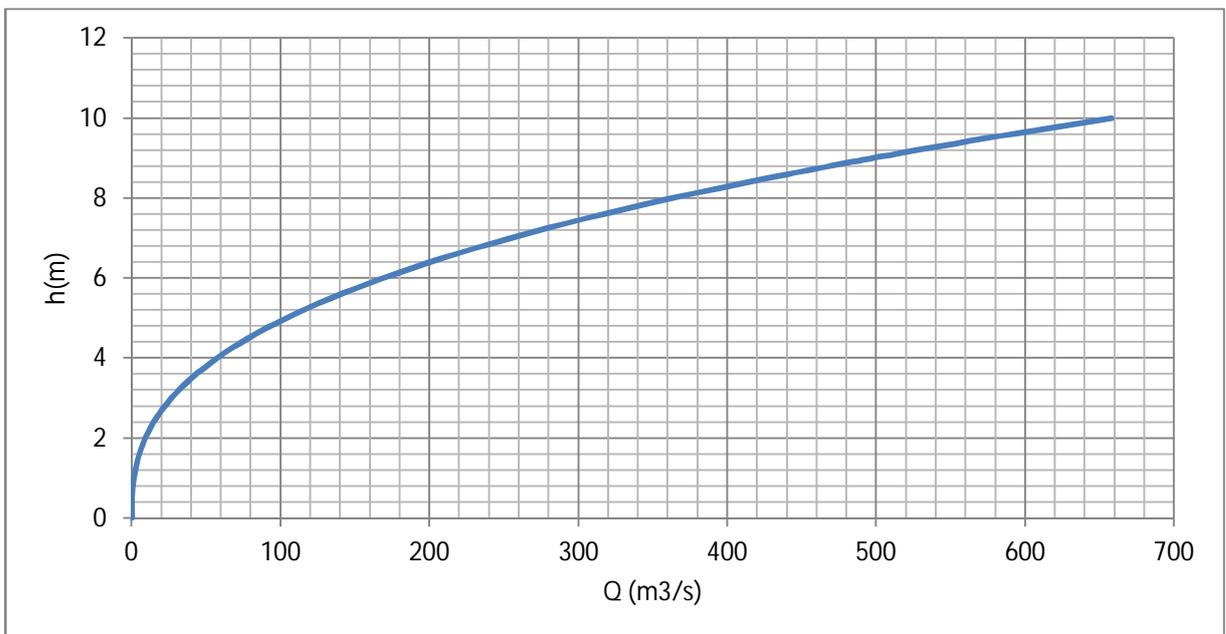


## Chapitre V : Les ouvrages annexes

**Tableau V-1: calcul de la hauteur et profondeur du canal de dérivation :**

b (m)	h (m)	S (m <sup>2</sup> )	P (m)	R (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)
0	0	0	0	0	0,000
0,5	0,25	0,125	1	0,125	0,223
1	0,5	0,5	2	0,25	1,417
1,5	0,75	1,125	3	0,375	4,179
2	1	2	4	0,5	9,000
2,5	1,25	3,125	5	0,625	16,317
3	1,5	4,5	6	0,75	26,534
3,5	1,75	6,125	7	0,875	40,024
4	2	8	8	1	57,144
4,5	2,25	10,125	9	1,125	78,231
5	2,5	12,5	10	1,25	103,609
5,5	2,75	15,125	11	1,375	133,591
6	3	18	12	1,5	168,480
6,5	3,25	21,125	13	1,625	208,567
7	3,5	24,5	14	1,75	254,139
<b>7,5</b>	<b>3,75</b>	<b>28,125</b>	<b>15</b>	<b>1,875</b>	<b>324,210</b>
8	4	32	16	2	362,842
8,5	4,25	36,125	17	2,125	426,509
9,00	4,50	40,6802	18,04	2,255	498,683
9,5	4,75	45,125	19	2,375	573,773
10	5	50	20	2,5	657,876

On prend  $b = 7.5$  m et  $h = 3.75$  m



**Figure V-1 : courbe de tarage de l'oued :**

## a) La hauteur du canal de dérivation :

$$H_d = h + R_v$$

$H_d$  : hauteur du canal de dérivation provisoire

$h$  : tirant d'eau dans le canal

$R_v$  : revanche (0.75m)

$$H_d = 4.5 \text{ m}$$

Donc pour la galerie  $b=7.5$  et  $H_d = 4.5$  m

## b) Calcul de la hauteur critique :

$$h_{cr} = (Q^2 / gb^2)^{1/3}$$

Donc  $h_{cr} = 5.75$  m

## c) La pente critique :

$$I_{cr} = \frac{gh_{cr}}{R_{cr}C^2} \dots \dots \dots (V-3)$$

Avec :

$$S_{cr} = 43.12 \text{ m}^2 \quad P_{cr} = 19 \text{ m} \quad R_{cr} = S_{cr} / P_{cr} = 2.26 \text{ m} \quad C = 1/n = 71.42$$

donc :

$$I_{cr} = 0.0048$$

On remarque que  $I > I_{cr}$  et  $h_n < h_{cr}$ . Donc le régime est torrentiel.

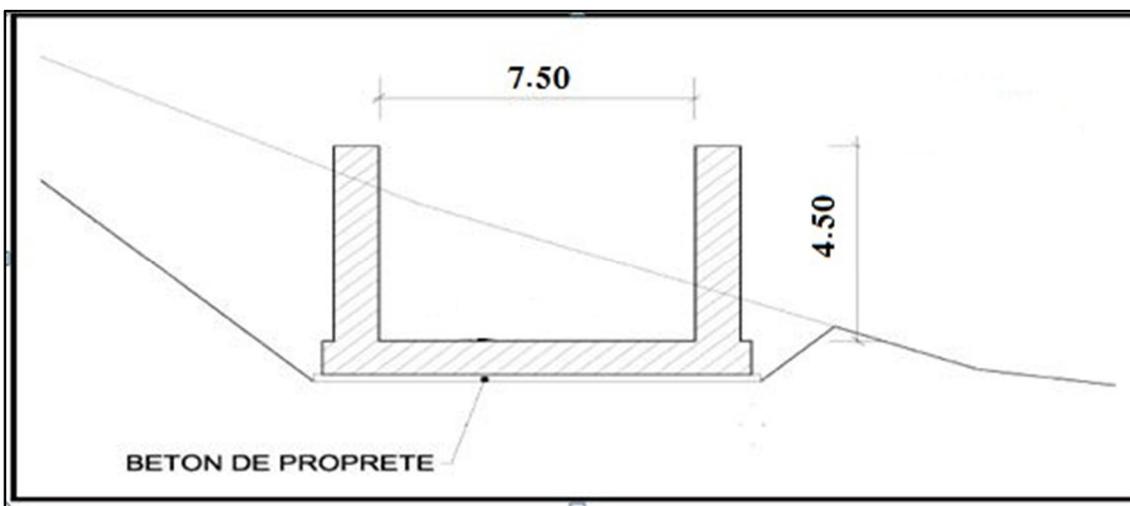


Figure V- 2: Dérivation provisoire (coupe type)

# Chapitre V : Les ouvrages annexes

## V-1- 1-5 Ligne d'eau du canal de dérivation :

Le calcul de la ligne d'eau se fera par le logiciel canal 21 dans le principe est basé sur la méthode itérative

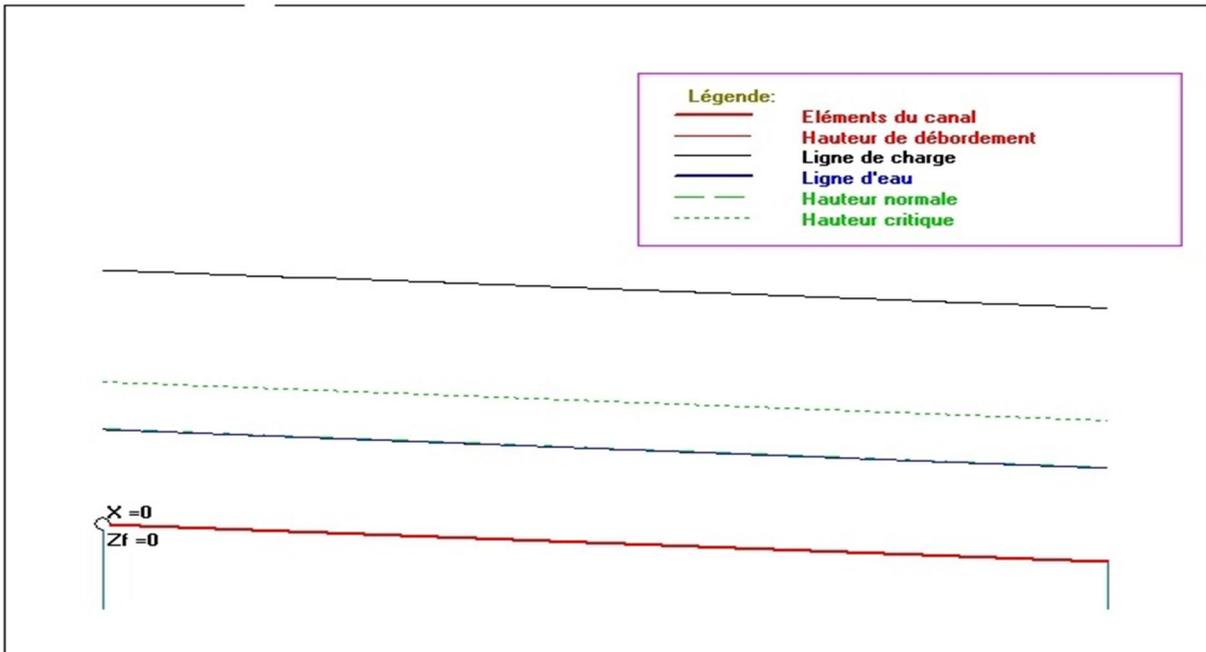


Figure V- 4:Séma de la ligne d'eau :

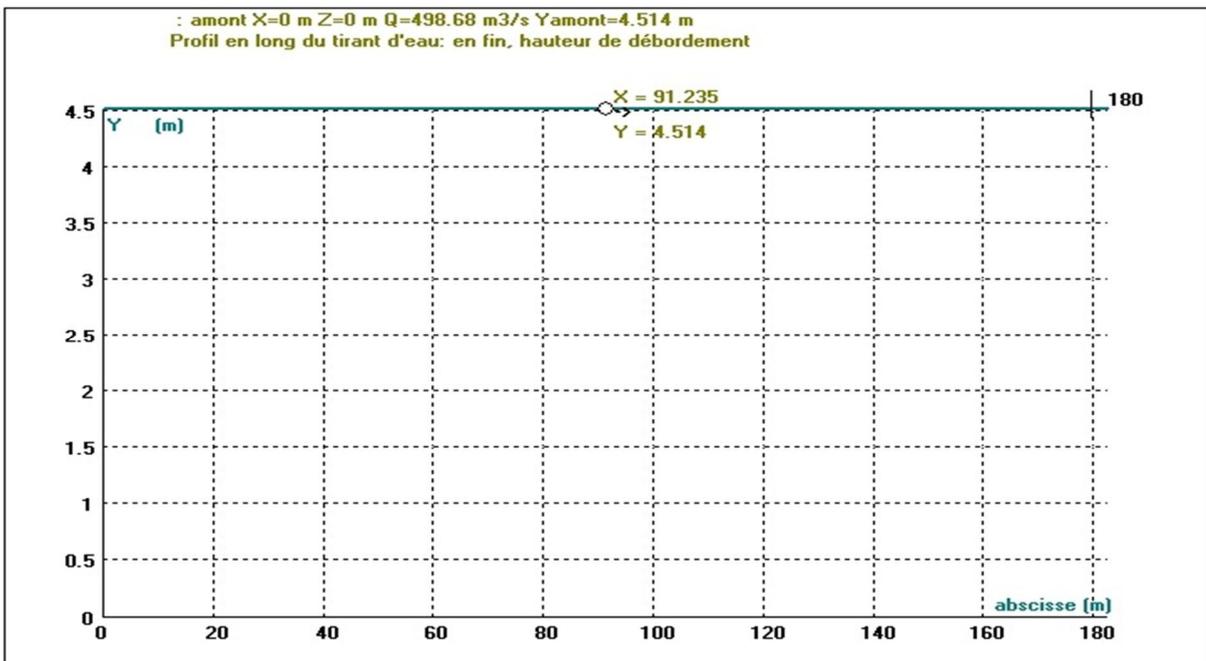


Figure V- 5: profil en long du tirant hydraulique :

D'après les résultats on constate que la profondeur normal ne varie pas  $h_{n\text{ aval}}=h_{n\text{ amont}}$

## V-1-2 Construction des batardeaux :

Les batardeaux amont et aval sont prévu comme des petits barrages leur rôle est d'orienter les eaux des crues vers le canal de dérivation. Ces éléments aussi seront démolis à la fin des



## Chapitre V : Les ouvrages annexes

travaux. Ils sont deux barrages en remblai tout-venant qui peuvent être réalisés par l'utilisation des graviers et des sables alluvionnaires qui se trouvent le long du fond de l'oued.

### V-1-2-1 Crête du batardeau amont :

Pour la détermination du niveau de la crête de la digue, on peut utiliser la relation suivante:

$$\text{Cote crête} = \text{côte de l'entrée de la dérivation} + h_n + R_v + a$$

$h_n$  : hauteur normal dans la galerie de dérivation a l'entré

$R_v$  : la revanche

$a$  : hauteur libre de sécurité (réserve constructive entre 0.40 et 0,60 m).

$$R_v = 1 + 0.3F^{0.5} \quad (F \approx 21.8\text{km}) \quad R_v = 2.4\text{m}$$

$$h_n = 3.75\text{m}$$

$$\text{Cote crête} = 615 \text{ m NGA}$$

La cote de l'oued à l'axe du batardeau est de 607 m NGA

Donc la hauteur du batardeau est de 8 m

On prend une largeur de 4,5m ce qui permettra la circulation des engins de terrassement

### V-1-2-2 Les talus du batardeau amont :

Le choix de la pente des talus amont et aval est en fonction des matériaux de constructions utilisées et leurs caractéristiques ainsi que la hauteur du batardeau D'après le tableau qui donne les pentes des talus en fonction de la hauteur et de type de barrage.

**Tableau V-2 Pentes des talus en fonction de la hauteur et du type de la digue :**

hauteur de la digue	type de la digue	fruit de talus	
		amont	aval
$H \leq 5$	Homogène	2,5	2
	A zone	2	2
$5 < H < 10$	homogène à granulométrie étendue	2	2
	homogène à grande présence d'argile	2,5	2,5
	A zone	2	2,5
$< H < 20$	homogène à granulométrie étendue	2,5	2,5
	homogène à grande présence d'argile	3	2,5
	A zone	2	3
$H \geq 20$	homogène à granulométrie étendue	3	2,5
	homogène à grande présence d'argile	3	2,5
	A zone	3	3

$$\text{Parement amont } m_1 = 2 \quad \text{Parement aval } m_2 = 2$$

### V-1-2-3 Protection des talus du batardeau amont :

Les talus du batardeau doivent être protégés contre les dangers naturels tels que l'érosion provoquée par le ruissellement des eaux de pluies, l'action des vents.

- **Talus aval:**

Pour le talus aval on ne prévoit aucune protection car le batardeau est incorporé dans la digue.

- **Talus amont:**

L'imperméabilisation sera obtenue par une gaine imperméabilisante qui sera fixée sur le parement amont. C'est également la solution la plus économique et cela quel que soit le type de digue en remblai.

### V-1-2-4 Le drain du batardeau amont :

On prévoit un dispositif drainant qui permet à la fois de dissiper les pressions interstitielles renfermées par la fondation et d'intercepter le débit de fuite sans dégât.

#### a) Dimensionnement du Drain tapis

$$L_d = 1/4 L_b$$

$L_d$  : longueur du drain tapis en m

$L_b$  : largeur transversale du batardeau ( $L_b = 70$  m)

On trouve  $L_d = 17.5$  m

#### b) Dimensionnement de prisme

- **Hauteur :**

$$h_p = (0.15 \div 0.2) h_b$$

$h_b$  : Hauteur du barrage ( $h_b = 8$  m)

$$h_p = 1.20$$

- **Largeur en crête :**

$$B_{dr} = (1/3 \div 1/4) h_p \quad \text{on prend } B_{dr} = 2 \text{ m}$$

- **Fruits des talus :**

$$m_1 = (1 \div 2.5) \text{ on prend } m_1 = 2$$

$$m_2 = (1.15 \div 2.5) \text{ on prend } m_2 = 2$$

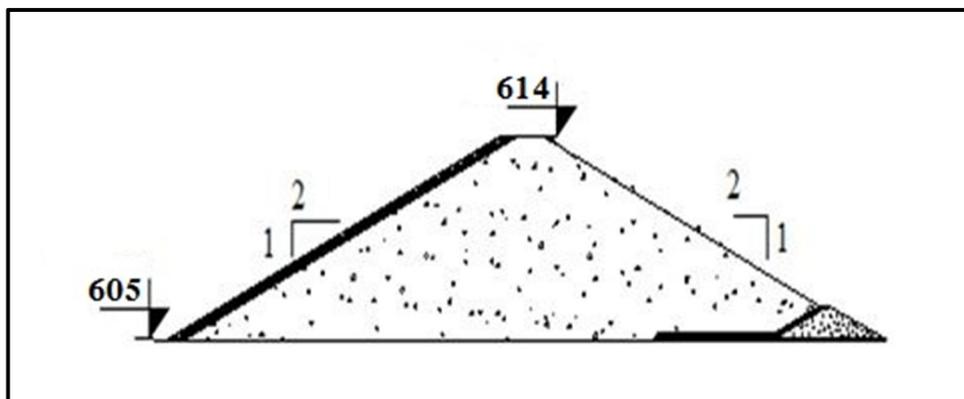


Figure V- 6: Schéma du batardeau



## Chapitre V : Les ouvrages annexes

### V-1-2-5 Crête du batardeau aval :

Pour la détermination du niveau de la crête de la digue, on peut utiliser la relation suivante:

Cote crête = côte de la sortie de la dérivation +  $h_n$  + a

$h_n$  : hauteur normal dans la galerie de dérivation

a : hauteur libre de sécurité (réserve constructive entre 0,40 et 0,60 m).

$h_n = 3.75\text{m}$

Cote crête = 612 m NGA

La cote de l'oued à l'axe du batardeau est de 605.5 m NGA

Donc la hauteur du batardeau est de 6.5 m

On prend une largeur de 4,5m ce qui permettra la circulation des engins de terrassement

### V-1-2-6 Les talus du batardeau aval :

Le choix de la pente des talus amont et aval est en fonction des matériaux de constructions utilisées et leurs caractéristiques ainsi que la hauteur du batardeau D'après le tableau V-2 qui donne les pentes des talus en fonction de la hauteur et de type de barrage.

Parement amont  $m_1 = 2$  Parement aval  $m_2 = 2$

### V-1-2-7 Protection des talus du batardeau aval :

Les talus du batardeau doivent être protégés contre les dangers naturels tels que l'érosion provoquée par le ruissellement des eaux de pluies, l'action des vents.

- **Talus amont:**

Pour le talus aval on ne prévoit aucune protection car le batardeau est incorporé dans la digue.

- **Talus aval:**

L'imperméabilisation sera obtenue par une gaine imperméabilisante qui sera fixée sur le parement aval du batardeau. C'est également la solution la plus économique et cela quel que soit le type de digue en remblai.

### V-1-2-8 Le drain du batardeau aval :

On prévoit un dispositif drainant qui permet à la fois de dissiper les pressions interstitielles renfermées par la fondation et d'intercepter le débit de fuite sans dégât

#### a) Dimensionnement du Drain tapis

$$L_d = 1/4 L_b$$

$L_d$  : longueur du drain tapis en m

$L_b$  : largeur transversale du batardeau ( $L_b = 60\text{ m}$ )

On trouve  $L_d = 15\text{m}$



### b) Dimensionnement de prisme

- **Hauteur :**

$$h_p = (0.15 \div 0.2) h_b$$

$h_b$  : Hauteur du barrage ( $h_b=6.5\text{m}$ )

$$h_p = 1.3$$

- **Largeur en crête :**

$$B_{dr} = (1/3 \div 1/4) h_p \quad \text{on prend } B_{dr} = 0.33\text{m}$$

- **Fruits des talus :**

$$m_1 = (1 \div 2.5) \text{ on prend } m_1 = 2$$

$$m_2 = (1.15 \div 2.5) \text{ on prend } m_2 = 2$$

### V-2 la vidange de fond :

La vidange de fond constitue un élément indispensable d'un barrage de retenue. Elle sert notamment à assurer :

- la montée contrôlée du plan d'eau pendant le premier remplissage du barrage,
- le control du plan d'eau en cas d'événement particulier, comme par exemple des instabilités des rives,
- un abaissement du plan d'eau en période de danger,
- l'évacuation de dépôts de sédiments, -l'alimentation du cours d'eau avale en cas d'exceptionnels.

#### V-2-1 Choix de type de vidange :

La conduite avec écoulement à surface libre possède l'inconvénient majeur du coût, (canalisation en béton de type galerie) et les accessoires supplémentaires (Reniflard) nécessitant beaucoup d'entretien. On a opté pour La conduite en charge.

#### V-2-2 Recommandation pour les dispositifs constitués de la conduite de vidange :

Pour tous les dispositifs de vidange, il faut d'une part une protection amont afin d'éviter tout problème dû au transport solide (crépine surélevée ou dans un puits, ou bien grille et enrochements) et d'autre part un dissipateur d'énergie à l'aval pour éviter des affouillements. Dès que  $H^2 V^{0.5} > 30$ , le diamètre adopté doit permettre de diviser par deux le volume d'eau en moins de 8 jours, le calcul étant fait sans tenir compte des apports naturels.

##### V-2-2-1 Recommandations modulées (dispositif minimum) :

Elles concernent le type de conduite, son diamètre, le nombre et la position des vannes. Les dispositions minimales préconisées sont regroupées dans le tableau suivant



## Chapitre V : Les ouvrages annexes

**Tableau V-3: type de vidange de fond en fonction de  $H^2 V^{0.5}$  :**

$H^2 \cdot \sqrt{V}$	<i>Type de conduite</i>	<i>Diamètre (mm)</i>	<i>Nombre de position des vannes</i>
$\leq 30$	<i>PVC ou Acier</i>	<i>(160 – 200) 300 en Acier</i>	<i>Une vanne en aval</i>
<i>30 à 100</i>	<i>Acier</i>	<i>300 - 400</i>	
<i>100 à 300</i>	<i>Acier ou béton en âme tôle</i>	<i>400 – 600</i>	<i>Une vanne de garde amont et une vanne avale</i>
<i>300 à 700</i>		<i>600 – 800</i>	
<i>700 à 1500</i>		<i>800 - 1200</i>	
$\geq 1500$	<i>Galerie en béton armé (tuyau posé dans la galerie de visite)</i>		<i>Vanne de garde et vanne de régulation en avale.</i>

H : Hauteur du barrage en [m]. V : Volume d'eau stocké en [M m<sup>3</sup>].

On a H= 58m

V= 45.45Mm<sup>3</sup>

Donc  $H^2 V^{0.5} > 1500$

### V-2-3 Calcul de la vidange de fond :

Dans ce cas vidange de fond est une conduite en charge, en béton armé (tuyau posé dans la galerie de visite) a la côte 607.5 m NGA

#### V-2-3-1 Calcul hydraulique de la conduite de vidange :

Pendant la période d'évacuation par la vidange, le volume d'eau évacué est composé du volume utile de la retenue et du volume entrant à la retenue durant cette période.

Le débit évacué par la vidange de fond sera :

$$Q_{vf} = \frac{V_u}{T} + Q_r \dots\dots\dots (V-4)$$

$V_u$  : volume utile en [m<sup>3</sup>].on  $V_u=3.096 \text{ Mm}^3$

T : Temps de vidange ( $10 < T < 21$ ), on prend T= 10 jours;

$Q_r$  : débit entrant dans la retenue pendant la vidange (Pris égal à débit moyen annuel).

$$Q_{vf} = \frac{14.29 \cdot 10^6}{10 \cdot 86400} + \frac{82.95 \cdot 10^6}{31536000} = 19.16 \text{ m}^3/\text{s}$$

#### V-2-3-2 Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et son diamètre :

$$Q_{vf} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2g \cdot H} \dots\dots\dots (V-5)$$

D'où :



## Chapitre V : Les ouvrages annexes

$$S = \frac{Q_{vf}}{\mu \cdot \sqrt{2g \cdot H}}$$

$Q_{vf}$  : Débit de la vidange de fond ( $m^3/s$ ).

H : charge disponible entre le niveau normal de la retenue et le niveau aval en (m)

H=43.5 m

$\mu$  : Coefficient de débit :  $\mu \in [0,8 - 0,85]$ .

$$S = \frac{19.16}{0,82 \cdot \sqrt{19.62 * 43.5}} = 0.81 m^2$$

Le diamètre de la conduite sera :

$$D_{vf} = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 * 0.81}{3.14}} = 1.015 m$$

On prend un diamètre normalisé :  $D_{vf} = 1000 mm$

- **Correction du coefficient de débit  $\mu$ :**

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_I}} \dots\dots\dots (V-6)$$

$\sum \xi_I$  : Somme des coefficients des pertes de charges (linéaires et singulières).

- **Coefficients des pertes de charge linéaires:**

$$\xi_{lin} = \frac{\lambda \cdot l}{D}$$

$$\lambda = \frac{125 \cdot n^2}{D^{1/3}}$$

$\lambda$  : Coefficient de perte de charge;

n : Coefficient de rugosité [ $n = 0,0141 m^3/s$ ];

D : Diamètre de la conduite [ $D = 1000mm$ ];

L : longueur de la conduite de vidange en [m]

$$\lambda = 0,086$$

$$\xi_{lin} = 0.915$$

- **Coefficient de pertes des charges singulières**

On a :

$$\xi_{Entrée} = 0,49 \quad , \quad \xi_{sortie} = 0.98 \quad , \quad \xi_{vannes} = (0,1 + 0,1) = 0,2 \quad , \quad \xi_{grille} = 0.24$$



## Chapitre V : Les ouvrages annexes

Donc:  $\sum \xi_s = 1,91$

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + (0.915 + 1,91)}} = 0.511;$$

$$S = \frac{19.16}{0,511 \times \sqrt{19.62 * 43.5}} = 1.2 \text{ m}^2.$$

$$D'ou: D_{vf} = \sqrt{\frac{4 * 1.2}{\pi}} = 1.19 \text{ m}$$

On prend un diamètre normalisé :  $D_{vf} = 1200 \text{ mm}$

La conduite étant de diamètre 1200 mm.

### V-3-3-3 Calcul du temps réel de la vidange du barrage :

Le calcul du temps réel de la vidange de fond se fait par pas de 1m de hauteur d'eau

#### Données de base :

$$CNNR = 632.5 \text{ m}$$

$$CNVM = 625.5 \text{ m}$$

$$CNEA = 617.3 \text{ m}.$$

Le temps de vidange se calcul par la formule suivante :

$$T = \frac{Q}{V} \dots \dots \dots (V-7)$$

T : Temps de vidange en jours ;

V : Volume d'eau dans la cuvette à évacué en  $\text{m}^3$  ;

Q : débit en  $(\text{m}^3/\text{s})$

dans cette formule simplifiée, on tient pas compte de l'apport naturel de l'Oued par rapport à la période d'évacuation.

$$Q = \mu * W * (2g * Z)^{1/2} \dots \dots \dots (V-8)$$

$\mu$  : Coefficient de débit ;  $\mu = 0.8 \div 0.85$  ;

Z : pertes de charges totales ; Z = Différence de niveau entre l'amont et l'aval.

W ; Surface de la section transversale de la conduite en  $\text{m}^2$  ;  $W = \frac{\pi d^2}{4}$

d : Diamètre de la conduite en m ;

En faisant  $K = \mu * W * (2g)^{1/2}$

$$K = 0.82 * \frac{\pi * 1.2^2}{4} * (2g)^{1/2} = 4.1$$

la formule précédente devient :



## Chapitre V : Les ouvrages annexes

$$Q = K * (Z)^{1/2} \dots\dots\dots(V-9)$$

Le procédé de calcul est montré dans le tableau suivant :

**Tableau V-4 : l'évaluation de la charge d'eau en fonction du temps de vidange :**

N°	Côte d'eau (m)	Côte Moyenne (m)	Z (m)	Z <sup>1/2</sup>	Q (m <sup>3</sup> /s)	V(Mm <sup>3</sup> )	V=V <sub>i</sub> -V <sub>i-1</sub> (Mm <sup>3</sup> )	T(s)
1	632,5	—	—	—	—	45,45	-	—
2	632	632,25	14,95	3,87	15,85	43,45	2	126161,12
3	631	631,5	14,2	3,77	15,45	41,45	2	129449,97
4	630	630,5	13,2	3,63	14,90	39,45	2	134263,87
5	629	629,5	12,2	3,49	14,32	37,45	2	139658,13
6	628	628,5	11,2	3,35	13,72	35,45	2	145759,59
7	627	627,5	10,2	3,19	13,09	33,45	2	152737,63
8	626	626,5	9,2	3,03	12,44	31,45	2	160824,51
9	625,5	625,75	8,45	2,91	11,92	31,16	0,29	24332,45
Temps de vidange total						1013187,27		

Tv= 1013187.27s =11.73 jours = 11 jour et 3heurs

**V-2-3-4 Calcul de la vitesse d'abaissement dans la retenue :**

La vitesse d'abaissement est donnée par la formule suivante :

$$V=H/Tv$$

H : est la hauteur d'eau entre NNR et NVM.

Tv et le temps de vidange

$$V=7/11.73=0.6 \text{ m/j}$$

$$V=0.6\text{m/j}$$

**V-3 la prise d'eau :**

Les ouvrages de prise dans des barrages, devraient être conçus de manière à provoquer le minimum de perturbations dans la conduite d'amener, généralement on peut distinguer les prises d'eau à grande profondeur, des prises d'eau à faible profondeur. Les prises sur des cours à lit mobil sont exclus.

**V-3-1 Types des prises d'eau à but agricole :**

Les deux types principaux d'ouvrage de prise sont :

- Le siphon
- La conduite enterrée

**a) Le siphon :**

C'est une option intéressante qui présente des avantages non négligeables. C'est tout d'abord une solution nécessitant un investissement inférieur au cout d'une conduite enterrée de même

## Chapitre V : Les ouvrages annexes

capacité. On peut en particulier en équiper des barrages anciens dépourvus initialement d'ouvrage de prise.

Enfin, le siphon c'est un système simple, souple d'utilisation, mais qui peut présenter l'inconvénient de se désamorcer fréquemment (notamment par une mauvaise fermeture du clapet amont).il faut également se souvenir que la hauteur d'aspersion est limitée à 7 ou 8m au maximum. Les prises par siphon seront donc obligatoirement réservées à des petits barrages

### b) La conduite enterrée :

La conduite enterrée est l'ouvrage de prise le plus utilisé actuellement en milieu rural. fonctionnant dans la majorité des cas en charge.

La position amont est techniquement préférable car, elle permet de ne pas laisser la conduite en charge. Elle est cependant plus couteuse que la position aval,

Le diamètre de la conduite doit être calculé en fonction du débit demandé par le périmètre irrigué. En cas d'absence des renseignements plus précis, on pourra retenir comme débit d'équipement 5 (l/s/ha).

### V-3-2 Choix de type de prise :

Les prises d'eau flottantes ou multiples nécessitent des mécanismes très importants, ils ne sont pas économiques. Les conditions pour projeter un siphon ne sont pas disponibles, car il faut que la hauteur d'aspersion soit limitée à 7 ou 8m au maximum.

La conduite de prise enterrée sa peut être pose des problèmes d'infiltration, et nécessite des écrans anti renard pour assurer l'étanchéité des fondations.

Tous ces problèmes nous ont conduits à une solution simple et facile à réaliser.

On a opté pour une conduite en acier posé avec la vidange de fond dans la galerie de visite.

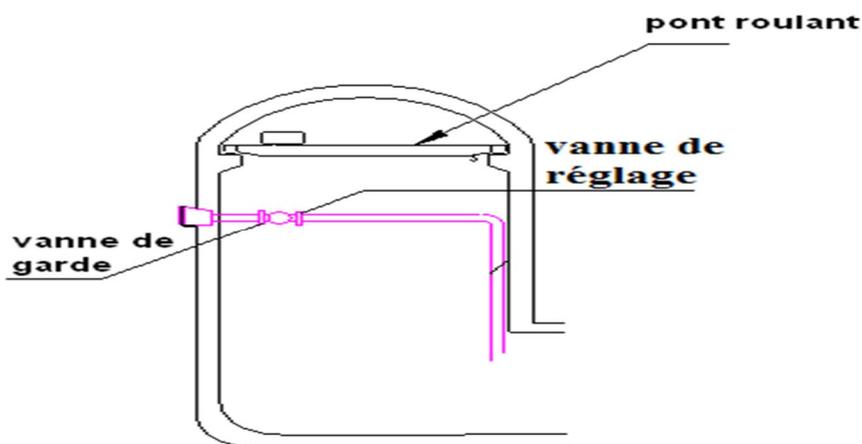


Figure V-7: Schéma explicative d'une prise d'eau :



## Chapitre V : Les ouvrages annexes

### V-3-3 Calcul hydraulique de la conduite de prise d'eau :

Le but de la conduite est le prélèvement d'un débit destiné à l'irrigation des régions situées l'aval de la retenue.

#### V-3-3-1 La distribution mensuelle de la demande :

Le but de la conduite est le prélèvement d'un débit destiné à l'irrigation des régions situées à l'aval de la retenue.

La distribution mensuelle de la demande est représentée dans le tableau ci-après :

**Tableau V-5 : La distribution mensuelle de la demande :**

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Annuel
Besoins (Mm <sup>3</sup> )	2,04	1,36	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	1,52	1,24	4,45	4,69	4,75	21,2

Source : ANBT

La détermination de la dimension de la conduite de prise se fera suivant le débit maximum demandé à l'aval. D'après la répartition mensuelle de la consommation on a le volume maximum est de  $V_{\max} = 4.75 \text{ Mm}^3$

#### V-3-3-1 Calcul du débit maximum :

$$Q_{\max} = \frac{V_{\max}}{T} \dots\dots\dots(V-10)$$

T : temps de prise (T=31 jours à raison de 12 heures par jour).

D'où :  $Q_{\max} = 3.55 \text{ m}^3/\text{s}$ .

$$Q = \mu S \sqrt{2gH} \dots\dots\dots(V-11)$$

$\mu$  : coefficient de débit  $\mu = 0,3$

S : section de la conduite en m<sup>2</sup>.

H = 43.5 m

$$S = \frac{Q}{\mu \sqrt{2gH}}$$

On trouve :  $S = 0.41 \text{ m}^2$ .

$$d = \sqrt{\frac{4S}{\pi}}$$

$d = 0.723 \text{ m} = 723 \text{ mm}$

On prend un diamètre normalisé :  $D = 800 \text{ mm}$

#### V-3-3-2 Correction de la valeur de coefficient $\mu$ :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_I}} \dots\dots\dots(V-12)$$



## Chapitre V : Les ouvrages annexes

- **Perte de charge singulière :**

$\sum \xi S$  : Somme des coefficients de pertes de charge singulières elles sont estimées à 15% des pertes de charge linéaires.

- **pertes de charge linéaires :**

$$\xi_{lin} = \frac{\lambda \cdot l}{D}$$

$$\lambda = \frac{125 \cdot n^2}{D^{1/3}}$$

$\lambda$  : Coefficient de perte de charge,;

$n$  : Coefficient de rugosité [ $n = 0,011 m^{1/3} \cdot s$ ];

$L$  : longueur de la conduite de prise d'eau en [m] ( $l = 80$  m).

$$\lambda = 0,017$$

$$\xi_{Lin} = 2.13$$

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + (2.13 + 0.31)}} = 0.53$$

$$S = \frac{3.55}{0.53 \times \sqrt{19.62 \cdot 43.5}} = 0.23 m^2$$

$$D'ou: D_{vf} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0.23}{\pi}} = 0.541 \text{ m}$$

La conduite étant en acier de diamètre 600 mm.

### **V-3-3-3 Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite :**

On a:  $V = Q/S$

$V = 15.4$  m/s.



# **Chapitre VI :**

# **Organisation de chantier**



### **Introduction:**

L'objectif de l'organisation de chantier est de réaliser les travaux au moins dans les délais et avec le moindre coût.

Donc la bonne connaissance du site et la conception judicieuse de l'ouvrage ne suffisent pas à garantir la qualité et la sécurité de l'ouvrage, il faut porter soin à l'exécution et les moyens qui y sont consacrés pour la réussite de l'opération.

### **VI-1 les différentes phases du chantier :**

On peut distinguer quatre phases principales

#### **VI-1-1 Installation de chantier et travaux préparatoires :**

Cette phase comporte

- réalisation des accès provisoires
- les installations de chantier
- les essais d'injection

#### **VI-1-2 travaux hors crue (période estivale) :**

Des travaux préparatoires en fond de vallée consistent à :

- creuser les galeries
- réaliser les injections de consolidation
- la réalisation Du canal de dérivation
- le bétonnage du canal
- la construction des batardeaux amont et aval
- enfin la dérivation de l'oued

#### **VI-1-3 Construction des ouvrages :**

La construction des ouvrages comprend trois grandes parties :

- la construction du barrage
- la construction de l'évacuateur
- les travaux d'injection et de drainage depuis les galeries
- la construction de la tour de prise

#### **VI-1-4 Fermeture de la vidange et mise en eau :**

L'équipement de la partie basse de la tour, c'est à dire le génie civil de première phase des pertuis, la mise en place des vannes et le génie civil de deuxième phase

Après réalisation des travaux de mise en place des équipements de la vidange, la mise en eau du barrage peut commencer. Dans la mesure du possible. Parallèlement à la mise en eau, les



# Chapitre VI: Organisation de chantier

travaux de finition et de remise en état des lieux seront réalisés.

## VI-2 Planification des travaux :

### VI-2-1 les données préparatoires :

Le travail de planification nécessite les étapes suivantes :

- 1) Collection des informations concernant les plans d'architecture, le cahier de charges, les normes de travail et de matériels, le prix des matériaux, et la grille des salaires.
- 2) La décomposition du projet : on décompose le projet en opérations soit en éléments de construction (voiles, semelles, ... etc.), soit suivant la ressource à utiliser (terrassements, coulage, ferrailage, ... etc.).
- 3) Prévoir la relation entre opérations ; il existe deux types de relations :
  - Relation logique :

#### Exemple :

- on ne peut pas faire le bétonnage avant que l'opération de coffrage soit terminée.
- on ne peut pas réaliser les murs bajoyers avant la semelle.

- Relation référentielle :

#### Exemple :

- on a 2 murs à réaliser on peut les réaliser un après l'autre si on a une seule équipe, mais de préférence on opte pour la construction des 2 murs au même temps si on peut disposer de 2 équipes.

- 4) Attribution des durées : temps de réalisation de chaque opération par la formule suivante :

$$T = \frac{Q}{n * R} \dots\dots\dots(VI - 1)$$

T : Temps de travail

Q : Quantité de travail

n : normes de travail

R : Ressource.

- 5) Conception du réseau.

Pour trouver la durée de réalisation de notre aménagement, donc il existe plusieurs méthodes de planification, notre travail est basé sur trois méthodes qui sont :

- 1) Méthode basée sur le réseau à nœud ou méthode C.P.M .
- 2) Méthode basée sur le tableau
- 3) Méthode basée sur le graphique (diagramme de Gantt) ou méthode des barres.



## Chapitre VI: Organisation de chantier

### VI-2-2 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 pénaliser leur bonne réalisation.

### VI-2-3 Symboles et durées des différentes opérations :

Le tableau ci-après nous donne les différentes opérations qui compose le projet ainsi que leur temps de réalisation

**Tableau VI-1** Symboles et durées des opérations

Opération	Désignation	Temps de réalisation (mois)
Installations et accès	A	8
Excavations à ciel ouvert rive droite	B	3
Excavations à ciel ouvert rive gauche	C	4
Excavations à ciel ouvert lit d'oued	D	2
Excavations Galerie souterraines	E	3
Bétonnage Galerie souterraines	F	3
Pré-batardeau	G	1
Canal de dérivation	H	5
Batardeau amont	I	3
Batardeau aval	J	2
Construction de la digue	K	10
Construction du Bassin de dissipation	L	3
Construction du déversoir et le coursier	M	3
Prise d'eau	N	2
Vidange de fond	O	2
Injections et drainage	P	1
L'équipement hydromécanique	Q	1
Travaux divers et de finition	R	1



## Chapitre VI: Organisation de chantier

### VI-2-3 Planification avec réseau a nœuds :

Cette méthode consiste à faire le calcul allé et retour en utilisant les paramètres de la grille suivante :

**Tableau VI-02 :** Les paramètres du réseau à nœuds

<b>DCP</b>	<b>TR</b>
<b>DFP</b>	<b>DCPP</b>
<b>DFPP</b>	<b>MT</b>

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.

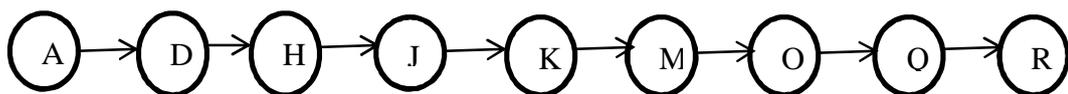
MT : marge totale.

$$\text{Et : } \begin{cases} DFP = DCP + TR \\ DCPP = DFPP - TR \\ MT = DFPP - DFP \\ DCP_i + TR = DFP_i \\ DFP_i = DCPP_{i+1} \end{cases}$$

- **Chemin critique (C.C) :**

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0). Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$C.C \Leftrightarrow \begin{cases} MT = 0 \\ \sum TR_{C.C} = D.T.P \end{cases}$$



$$DTR = \sum TR = 8+2+5+2+10+3+2+1+1 = 34 \text{ mois}$$

D'après le réseau à nœuds le temps de réalisation est de **34 mois**.

### VI-2-4 Planification avec la méthode de tableau :

Elle s'applique à base du réseau à flèche.

Les résultats de calcul par cette méthode sont donné dans le tableau ci-après :



## Chapitre VI: Organisation de chantier

**Tableau VI-03 : détermination du chemin critique par la méthode du tableau**

Opération		TR (mois)	D.P		D.F.P		MT
			D.C.P	D.F.P	D.C.P.P	D.F.P.P	
1-2	A	8	0	8	0	8	0
2-3	B	3	8	11	17	20	9
2-4	C	4	8	12	9	13	1
2-5	D	2	8	10	8	10	0
3-6	E	3	11	14	20	23	9
4-7	G	1	12	13	13	14	1
5-8	H	5	10	15	10	15	0
6-9	F	3	14	17	23	26	9
7-10	I	3	13	16	14	17	1
8-10	J	2	15	17	15	17	0
9-11	L	3	17	20	26	29	9
10-12	K	10	17	27	17	27	0
11-13	N	2	20	22	29	31	9
12-14	M	3	27	30	27	30	0
13-15	P	1	22	23	31	32	9
14-15	O	2	30	32	30	32	0
15-16	Q	1	32	33	32	33	0
16-17	R	1	33	34	33	34	0

D'après le tableau ci-avant le temps de réalisation est de **34 mois**.

### VI-2-5 Planification avec la méthode de GANTT (méthodes des barres) :

Cette technique consiste à déterminer deux réseaux afin de planifier avec le diagramme à barres.

**Note :** le réseaux a nœud et le diagramme de Gant sont représentés dans la planche planning des travaux.

### VI-3 Matériel et personnel nécessaires :

#### VI-3-1 Matériel nécessaires :

Les différents engins nécessaires pour le projet du barrage Koudiat rosfa sont les suivants :

- ✓ Bulldozer : pour les terrassements de masse et les voies d'accès.
- ✓ Chargeur (à pneus et à chenilles) : pour le chargement des déblais.
- ✓ Camion benne : pour le transport des déblais et les matériaux de construction.
- ✓ Pelle hydraulique : pour le creusement des fouilles.
- ✓ Pompe immergée : pour l'évacuation des eaux de chantiers en période hivernale.
- ✓ Camion-citerne : pour le transport de carburant aux engins et transport de l'eau pour la confection de béton.
- ✓ Compacteur : pour le compactage des matériaux de construction de la digue.
- ✓ Grue à portique : pour la mise en place de béton et pour placer le coffrage ainsi les aciers.



## Chapitre VI: Organisation de chantier

---



- ✓ Camion malaxeur : pour la préparation de béton et en meme temps son transport.

### VI-3-2 Personnel nécessaire :

Le personnel nécessaire pour le projet du barrage est comme suit :

- ✓ Conducteurs des travaux :pour le suivi de chantier et le suivi d'ouvriers.
- ✓ Contre maître : en cas d'accidents de travail.
- ✓ Chauffeurs pour les engins et les camions.
- ✓ Ouvriers.
- ✓ Ferrailleurs.
- ✓ Soudeurs.
- ✓ Coffreurs.
- ✓ Topographes.

### Conclusion :

D'après la planification qu'on a effectuée, le barrage se terminera dans un délai de 34 mois.

Pour respecter ce délai, les conditions suivantes doivent répondre :

- disponibilité des matériaux de construction.
- le bon rendement des ouvriers.
- le bon rendement des engins.
- aucune contrainte n'affectera le chantier.



# CONCLUSION GENERALE

Au terme de cette étude effectuée et au niveau de la wilaya de TISSEMSSILT, réputée avec ses terres agricoles qu'impose la construction du barrage KOUDIAT ROSFA, destiné à l'alimentation en eau potable des 14 localités de la wilaya ainsi que l'irrigation.

Notre projet porte, en effet sur l'étude détaillée des ouvrages annexes précédée d'une étude comparative et l'interprétation des données sur les différentes étapes de l'étude. Nous sommes arrivés aux conclusions suivantes :

Le type de barrage est en terre avec les caractéristiques suivantes :

- ✓ La hauteur du barrage est 58 m avec un fruit de talus aval de 0.75H/1V et amont de 0.05H/1V
- ✓ La cote NNR est fixée à 632.5 m NGA, avec une capacité totale de 46 Mm<sup>3</sup>
- ✓ La cote NPHE correspond à la crue de projet millénaire (915.91 m<sup>3</sup>/s) est 634.9m NGA

Enfin, On peut dire que cette étude nous a permis de toucher presque à tout ce qui concerne l'étude de l'A.P.D et d'exécution des ouvrages annexes et on souhaite que ce travail représente vraiment les efforts qu'on a mis à disposition pour l'effectuer.



## Références bibliographiques

- 1- **A.N.B.T** : Rapports de l'étude de faisabilité du Barrage koudiat rosfa W.TISSEMSILT
- 2- **Lancaster, A** : Hydraulique générale, Université nouvelle Portugal, Lisbonne, 2008
- 3- **Touaibia, B** : Manuel pratique d'hydrologie. ENSH Blida , 2004
- 4- **Touaibia, B. Benlaoukli. B**: introduction au dimensionnement des Retenues collinaires, ENSH Blida ,2004
- 5- **CIGB** : Choix de la crue de projet, méthodes actuelles. Bulletin 82, 1984
- 6- **Yazdandoost, F. Attari, J**: Hydraulics of dams and river, Tehran, Iran, 2004
- 7- **Minor, H.E. Hager W. H** : Hydraulics of Stepped Spillway, Zurich, 2000
- 8- **Mihoubi, M. K** : Guide de dimensionnement d'un barrage déversoir. ENSH Blida
- 9- **Novak, P. Moffat, A. Nalluri, C. Narayanam** : Hydraulique structure, Third Edition
- 10- **Selmi, S. Nasri, S** : les lacs et retenues collinaires en Tunisie, Tunis, 1997



# ANNEXES



## ANNEXES N°1

**Tableau 01 : Pluies mensuelles et moyennes annuelles (mm)**

Année	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuelle
1969	0,2	12,3	5,8	25,4	43	9,8	31,5	42,2	6,1	0,4	5,9	0,6	183,2
1970	28	9,8	132,8	31,5	52,4	25	31,7	59,9	41,5	0,4	0	0	413
1971	27,4	139,3	36,6	46,5	65,3	60,2	63,5	103,7	0	64,3	0	1,9	608,7
1972	37,8	2	15	160,7	10,4	109,1	257,4	98	10,6	14,2	0	0	715,2
1973	23,2	72	46	3,6	15,3	79,3	142,1	87	47,3	30,6	2,1	9,9	558,4
1974	5,7	1,2	119,1	70,2	54,7	182,2	55,3	50,5	49,6	14	20,5	8,5	631,5
1975	46,6	130,3	61,5	97,4	70,3	28	14,9	51	54,1	27,3	0	3,1	584,5
1976	6,2	43,6	52,4	54,8	121	28,1	93,5	47,3	55,7	0	0	20,7	523,3
1977	0	137,9	64,4	9,2	109,1	124,9	96,2	65,7	14,2	44,3	2,6	0,4	668,9
1978	145,6	86,5	62,9	14,1	61,5	56,5	153,5	82,6	39,1	1,6	0	6,6	710,5
1979	18,9	9,5	57,7	203,5	5,3	117,9	33,6	53,8	14,2	4,2	1,2	21,6	541,4
1980	7,6	12,1	0	80,3	113,2	76,4	20,9	55,4	58,5	61,6	0	0,7	486,7
1981	9,2	96,3	109,2	42,5	0	33,2	20,7	11,1	1,7	0	2	1,5	327,4
1982	0	2,6	53,5	59,8	64,6	36,3	44,8	37,5	51,1	22,4	0,2	0,3	373,1
1983	26,6	112,2	63	41,9	52,5	94,5	82,1	4,5	80,5	0	0	30	587,8
1984	25,2	3	68	80,4	137,2	121,6	116,3	15,8	8,1	8,3	0	1,8	585,7
1985	29,3	48,1	73,4	52,3	127,3	211,4	13,3	0	4,6	12,1	58,9	11,3	642
1986	6,8	47,1	94,6	39,5	30,8	19,7	40,1	35,6	41,9	12	0	0	368,1
1987	17,2	49	25,1	106	16,1	51,1	70	61,8	15	34	6,9	33,5	485,7
1988	27,9	11,5	39,4	40,9	91,4	0	72,6	57	75,6	4,5	18	2,5	441,3
1989	34,1	9,2	59,7	74	66	73	180	26,6	13,6	3,5	4,2	23,6	567,5
1990	15,6	72,2	24,4	12,6	143	15,3	91,3	93	63,3	13,5	17,2	3,6	565
1991	15,4	36,5	32,7	57,8	8,7	61,2	22,9	55,3	57,3	0	0	23,7	371,5
1992	30	41,2	40,2	63,1	57,8	81,1	4,4	28,4	9,6	0	2,8	18,5	377,1
1993	107,7	73,6	14	48,9	87,4	26	67,6	18,4	11,3	12,9	0	13,9	481,7
1994	13,2	78,5	28,5	56,8	115,5	181	97	88,9	34,3	27,4	40,2	11,2	772,5
1995	21,9	43,6	22,3	73,7	82,8	13,1	1,5	154,3	45,7	0	0	17,8	476,7
1996	76,5	77,8	159,4	68	25,7	40,9	15,5	72,4	143,5	3,6	0	18,1	701,4
1997	32,5	37,2	40,3	41,2	140,5	92,4	123,6	1,5	4,6	1,6	0	14,2	529,6
1998	23,3	46,2	56,4	174,3	1,3	0	4,9	52,7	9,9	0	0	8,9	377,9
1999	36,9	55,1	124,8	97,3	239,5	49,3	3,4	44,5	38,5	1,6	0	5,6	696,5
2000	36,9	31,4	52	56,9	17	32,2	25,5	65,6	24,6	3	0	14,2	359,3
2001	4,6	21,1	121,3	42,8	222,9	152,8	11,4	65,2	15,2	22,6	24,8	9,4	714,1
2002	9,4	59,4	114,2	116,7	41	57,5	49,8	56,2	73,4	3,7	11,5	15,4	608,2
2003	26,7	24,3	47,2	89,6	94,1	93,8	41,1	29,5	10,2	4,1	0	0	460,6
2004	14,6	40	71,9	64,7	146,2	126	36,5	30,6	0	18,7	7,7	5	561,9
2005	52,6	0,7	2	63,4	23,6	59,2	135,2	102	16	8,4	2,2	7,9	473,2
2006	26,4	73,9	120,9	22	19,9	27,5	99,9	8,7	52	13,3	6,5	1,6	472,6
2007	42,3	72,6	115,6	92,9	77,1	41,2	99,2	79,7	32,7	2,3	0	22,8	678,4
2008	59,6	12,5	73,6	111,3	79,5	132,2	75,6	28,5	31	22,1	0	41,4	667,3
2009	10,5	87,9	84,8	66,1	62,1	123,8	45	65,8	68,8	19,7	45	1	680,5
moyenne	29,50	50,53	64,67	68,87	74,83	73,62	67,13	54,71	35,62	13,46	7,01	10,82	550,7475

Source : A.N.R.H



**Tableau 02 : Pluies maximales journalières (mm)**

PJ max (mm)	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	max
1969	0,2	6,8	5,8	14,3	18,3	8,3	8	19,4	3,6	0,4	5,4	0,6	19,4
1970	12,8	5,3	71,9	10,1	17,2	9,8	8,5	26,4	20,5	0,4	0	0	71,9
1971	11,5	56,1	16,4	11,2	22,8	34,7	20,2	75,4	0	12,8	0	1,3	75,4
1972	27,4	1,2	5,2	19,6	3,7	35,5	109,6	33,4	5,5	7,5	0	0	109,6
1973	10,2	25,2	14,1	3,4	10,7	26,5	22,6	62,7	16,8	30,2	2,1	3,2	62,7
1974	3,1	0,5	21,4	31,1	32,1	38,9	16,9	24,3	9,4	8,5	13,1	8,3	38,9
1975	26,2	22,7	32,8	32,2	16,4	7,8	14,9	18	21,4	24,5	0	1,6	32,8
1976	6,2	34,7	29,5	44,5	29,2	12,5	27,5	21,6	22,4	0	0	20,7	44,5
1977	0	39,4	21,2	3,1	26,9	33,5	40,9	26,1	10,5	15,5	2,6	0,4	40,9
1978	100,9	24	20,4	6,8	18,8	18	89,9	21,8	14,4	1,6	0	4	100,9
1979	4,1	4,5	14	64,2	3	34,2	9	12,7	11,5	2,6	1,2	8,3	64,2
1980	7,2	7,5	0	41,4	18,9	13,1	7,9	37	13,1	51,8	0	0,7	51,8
1981	5,6	39,9	16	13,2	0	12,2	13	6	0,6	0	2	1,5	39,9
1982	0	1,4	23,7	21	18,9	16,4	22,7	13,5	14,2	21,4	0,2	0,3	23,7
1983	25,6	66,5	18,2	8,2	15,9	26,6	17,3	3	19	0	0	30	66,5
1984	15	1,3	23	20,4	54,7	35	41	4	6,1	2,8	0	1	54,7
1985	11,8	16	41,9	12,7	54	54,2	8,4	0	2,5	5,6	41	6	54,2
1986	4,5	14,3	28,6	7,5	12,2	6,2	16,4	8,3	15,5	7,1	0	0	28,6
1987	11,9	38,7	7,3	38,8	5,5	32	47	12	6,7	13,8	5,9	21,5	47
1988	12	5,7	12	12,6	20,5	0	21,1	20,2	19	2	12	1,5	21,1
1989	6,5	3,1	10	14	17,2	20,5	66,4	9	6,5	2	1,6	14	66,4
1990	5,6	23	7,9	3,4	88,4	5	19,5	36,4	17,8	7,2	6,5	3,6	88,4
1991	9	20,3	10,1	20,8	2,1	17,3	6,8	20,6	29,6	0	0	8,5	29,6
1992	21,7	17,1	10,8	23,5	21,7	22,3	4,4	6,5	5,4	0	2,8	13,1	23,5
1993	90	15,6	6,3	23,5	21,3	12,4	27,3	7,4	5,8	10,4	0	7,8	90
1994	7,8	18,8	12,5	10,7	24,2	62,7	19,4	18,7	11,6	18,1	17,6	7,1	62,7
1995	13,1	21,4	11	23,7	15,4	10,7	1,5	45,1	14,9	0	0	9,1	45,1
1996	22,4	44,4	43,7	16,5	8,8	10,2	4,8	27,3	29,2	1,8	0	15,2	44,4
1997	27,6	17,1	15,2	14,6	54,6	27,5	33,2	1,5	2,3	1,6	0	7	54,6
1998	11,5	22,8	18,8	42,8	1,3	0	2,7	12,2	4,7	0	0	8,9	42,8
1999	21,8	18,6	47,8	26,6	82,9	14,2	3,4	17,1	19,8	1,6	0	2,9	82,9
2000	17,8	15,6	17,5	14,5	6,8	11,9	8,7	24,5	8,8	1,3	0	6,3	24,5
2001	2,3	18,3	57,1	9,7	38,5	75,4	6,9	16	9,5	9,6	13,2	3,3	75,4
2002	8,2	15,3	37,8	28,6	17,5	24,1	21,6	17,8	19,5	2,4	10,3	10,2	37,8
2003	10,3	15,3	27,6	12,5	55,6	13,6	7,5	16,5	7,6	4,1	0	0	55,6
2004	7,2	21,9	33,2	22	38,5	34,5	15,5	26,1		8,3	5,3	4,4	38,5
2005	13,1	0,5	2	10	6,7	14,6	60	23,1	4	7,9	2,1	7,4	60
2006	12,9	25,6	67,1	6,8	9,7	8,6	52,6	6	15,1	6,9	6,4	0,8	67,1
2007	15,7	15,1	34,6	26,5	16,5	9,5	36	21,3	9,5	1,9	0	18	36
2008	21,2	8,7	14,7	33,3	20,1	26,1	30	17	6,7	17,8	0	26,2	33,3
2009	9,2	27,7	22,6	15,5	20,5	30,3	26,5	21	22	7,9	27	1	30,3

Source : A.N.R.H



**Tableau 03 : Série des apports (Mm3) de la station (012108)**

mois	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MARS	AVR	MAI	JUIN	JUIL	AUT	TOTAL
1962	1,405	0	3,24	11,33	10,54	8,28	17,96	10,6	7,61	1,1	0,53	0,53	73,125
1963	1,365	7,43	4,7	26,4	10,4	8,69	8,83	7,11	3,45	1,43	0,72	0,74	81,265
1964	2,215	2,73	6,12	6,99	18,56	9,41	7,17	5,3	2,92	1,57	1	0,69	64,675
1965	1,005	2,32	14,83	6,34	31,27	14,22	21,61	23,58	10,26	3,33	1,45	0,7	130,915
1966	0,905	0	2,84	11,17	9,94	33,8	10,61	6,74	3,36	1,4	0	1,47	82,235
1967	1,465	2,55	1,98	13,43	27,52	23,45	15,24	13,07	5,82	1,75	0,78	0	107,055
1968	0,885	4,63	1,92	4,81	11,96	9,59	7,53	7,66	8,78	1,39	0	0	59,155
1969	0,695	5,76	1,93	4,67	11,54	9,21	9,02	10,38	4,18	1,75	0,57	0,57	60,275
1970	3,095	3,44	1,87	14,23	21,97	31,85	23,08	8,19	4,17	1,61	0,52	0,6	114,625
1971	0,695	16,25	12,59	8,8	21,55	28	11,84	11,93	10,59	2,37	0,6	0	125,215
1972	0,895	0	0	5,68	13,96	10,54	10,69	6,73	2,85	0,93	0,5	0	52,775
1973	0	3,19	2,13	4,62	10,86	21,75	16,12	27,58	7,15	2,59	1,54	1,66	99,19
1974	0	3,66	3,53	6,42	23,25	18,93	17,1	12,82	7,18	2,3	1,7	0	96,89
1975	1,915	2,48	2,07	5,22	9,48	21,49	12,21	8,81	4,67	2,24	0,53	0	71,115
1976	2,195	1,98	2,06	4,91	8,37	7,65	6,05	6,4	3,97	0,99	0	0,81	45,385
1977	3,555	3,97	6,57	9,89	19,99	12,64	14,57	8,87	3,4	0,93	0	0	84,385
1978	0	2,12	3,83	9,85	10,51	12,24	10,42	6,45	7,45	3,39	0,6	0,49	67,35
1979	0,995	2,76	7,47	17,68	24,08	16,37	18,45	12,05	7,5	2,14	0,84	0,8	111,135
1980	1,065	4,26	3,73	4,92	7,19	12,38	11,26	12,68	4,16	1,45	0	0	63,095
1981	0,995	4,7	4,18	9,02	35,59	15,09	13,63	11,83	3,92	2,07	1,03	1,27	103,325
1982	1,345	3,7	2,7	6,87	10,57	8,38	6,69	5,94	5,62	2,7	2,54	1,93	58,985
1983	2,095	19,18	3,66	5,18	8,35	10,85	7,08	8,25	4,55	3,44	1,95	1,34	75,925
1984	2,035	2,61	2,72	13,22	8,47	9,18	16,23	7,79	5,02	2,51	2,47	1,67	73,925
1985	1,195	2,26	2,79	21,4	13,36	12,54	17,69	12,95	9,9	2,72	2,21	2,37	101,385
1986	2,005	13,64	4,01	41,8	44,45	13,05	10,4	7,54	4,33	1,71	1,54	1,71	146,185
1987	2,035	2,58	2,11	5,04	14,84	12,9	9,24	19,4	11,31	3	2,13	2,34	86,925
1988	2,385	2,57	5,92	12,05	45,18	29,09	25	13,58	18,38	3,54	2,5	1,53	161,725
1989	2,195	4,03	3,14	7,34	11,04	22,71	15,47	15,61	6,15	2,77	0,93	0,97	92,355
1990	1,275	2,24	2,2	7,43	9,03	18,09	10,79	49,72	12	3,26	1,01	2,66	119,705
1991	1,255	3,36	3,64	4,91	7,48	12,34	18,98	10,18	5,39	1,52	1,23	2,48	72,765
1992	1,835	2,27	4,36	6,65	7,94	36,94	12,1	7,56	6,53	1,64	1,44	2,47	91,735
1993	1,955	7,79	6,2	11,66	16,79	13,56	10,83	8,86	4,76	2,27	1,25	1,48	87,405
1994	1,565	2,92	4,68	6,76	11,67	12,12	16,04	16,03	5,48	2,16	2,3	1,79	83,515
1995	1,785	6,31	3,26	6,11	11,14	14,97	29,63	10,95	4,45	2,7	1,64	1,7	94,645
1996	5,255	4,35	4,86	7,4	12,79	9,34	14,52	7,6	6,45	2,19	1,41	1,92	78,085
1997	1,545	2,76	3,3	17,69	11,6	14,72	9,57	8,8	4,49	2,25	1,73	2,3	80,755
1998	1,815	4,82	2,75	9,57	10,02	12,54	8,4	6,73	4,26	2,57	1,12	0,58	65,175
1999	0	8,32	7,43	13,12	9,25	9,17	7,23	5,76	3,25	1,35	1,54	0,56	66,98
2000	0,815	2,06	6,06	6,53	9,89	10,44	7,42	6,23	4,24	2,8	0,84	0,64	57,965
2001	1,265	3,91	3,89	6,53	11,16	11,59	12,91	6,83	4,37	1,47	0,79	0,69	65,405
2002	2,025	2,12	2,48	4,95	12,22	30,08	20,55	8,13	3,44	1,45	0,84	0,71	88,995
2003	2,255	5,22	2,42	6,03	9,15	25,75	10,54	5,87	3,33	1,42	0,84	0,7	73,525
2004	1,025	2,42	3,92	4,71	8,45	7,42	7,25	5,24	2,96	1,87	0,83	0,56	46,655
2005	1,225	2,3	2,13	4,98	7,7	7,21	8,13	5,47	4,35	1,26	0,93	0,68	46,365
2006	1,095	2,13	2,12	5,68	7,66	8,29	11,67	7,49	3,17	1,07	0,79	0,78	51,945
2007	1,065	2,55	2,51	4,71	11,03	7,53	7,26	10,48	3,91	1,12	0,75	0,76	53,675
moyenne	1,52	4,19	3,98	9,45	14,78	15,36	12,94	10,82	5,77	2,03	1,10	1,04	82,95

Source : A.N.R.H



## ANNEXES N°2

### La vitesse d'approche admissible en fonction du type de sol

Types de sols	diamètre $d_{50}$ (mm)	$V_{adm}$ (m/s) pour différents hauteurs (m)				
		(H+P)=0.4	(H+P)=1.0	(H+P)=2.0	(H+P)=3.0	(H+P) > 5.0
Sable très fin	0.05-0.15	0.15-0.20	0.20-0.30	0.25-0.40	0.40-0.45	0.40-0.55
Sable fin	0.15-0.25	0.20-0.35	0.30-0.45	0.40-0.55	0.45-0.60	0.55-0.70
Sable moyen	0.25-1.0	0.35-0.50	0.45-0.60	0.55-0.70	0.60-0.75	0.70-0.85
Sable gros	1.0-2.5	0.50-0.75	0.60-0.75	0.70-0.80	0.75-0.90	0.85-1.00
Gravier fin	2.5-5.0	0.75-0.85	0.75-0.85	0.80-1.0	0.90-1.10	1.00-1.20
Gravier moyen	5.0-10	0.85-0.90	0.85-1.05	1.0-1.15	1.10-1.30	1.20-1.45
Cailloux fin	10-15	0.90-1.10	1.05-1.20	1.15-1.35	1.30-1.50	1.45-1.65
Cailloux moyen	15-25	1.10-1.25	1.20-1.45	1.35-1.65	1.50-1.85	1.65-2.0
Cailloux gros	25-40	1.25-1.50	1.45-1.85	1.65-2.10	1.85-2.30	2.0-2.45
Cailloux très gros	40-75	1.50-2.0	1.85-2.40	2.10-2.75	2.30-3.10	2.45-3.30
Petite pierre	75-100	2.0-2.45	2.4-2.80	2.75-3.20	3.10-3.50	3.30-3.80
Pierre moyenne	100-150	2.45-3.0	2.80-3.35	3.20-3.75	3.50-4.10	3.80-4.40
Grosse pierre	150-200	3.0-3.50	3.35-3.80	3.75-4.30	4.10-4.65	4.40-5.0
Petite bloc	200-300	3.50-3.85	3.80-4.35	4.30-4.70	4.65-4.90	5.0-5.50
Moyenne bloc	300-400	-	4.35-4.75	4.70-4.95	4.90-5.30	5.50-5.60
Grosse bloc	400-500	-	-	4.95-5.35	5.30-5.50	5.60-6.0
Roches sédimentaires, conglomérats, marnes.		2.10	2.50	2.90	3.10	
Calcaire poreux et conglomérats compacts, grès calcifiés, etc.		2.50	3.0	3.40	3.70	
Grès dolomitiques, calcaires compacts non stratifiés, silices.		3.70	4.50	5.20	5.60	
Roches cristallines, marbres et granites.		16.0	20.0	23.0	25.0	
Diabases, basaltes et quartzites.		21.0	25.0	25.0	25.0	



### Les pentes de talus d'un canal trapézoïdale en fonction du type du matériau.

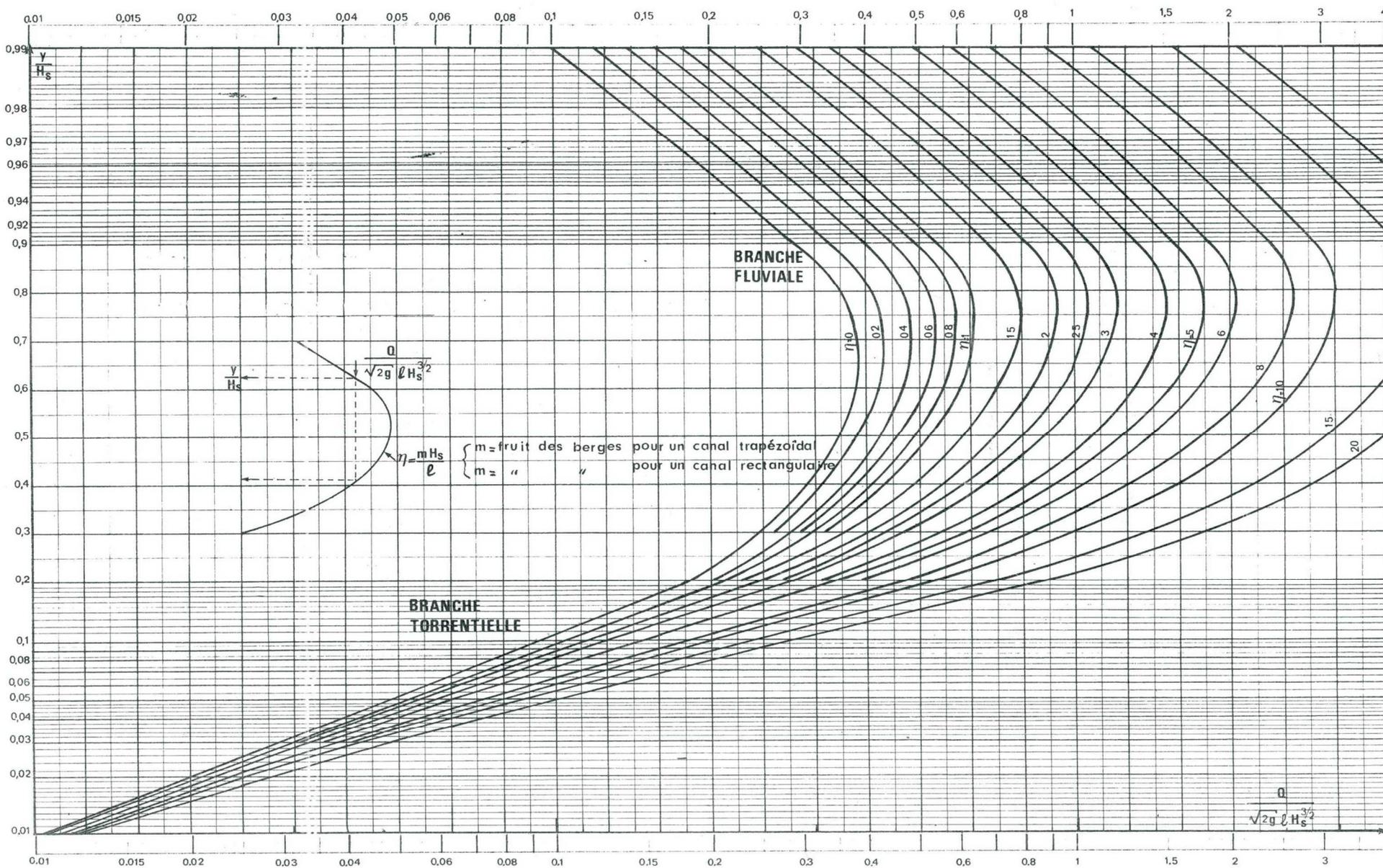
N°	Matériaux	Talus	
		m <sub>1</sub>	m <sub>2</sub>
1	Roche	0.25	0
2	Argile compactée ou terre recouvert d'une couche de béton	0.50 ÷ 1.0	0.75
3	Terre avec protection en enrochement, ou canal en terre	1.0	0.75
4	Argile consolidée	1.5	1.0
5	Sol sableux non consolidée	2.0	1.5
6	Sable limoneux ou argile non consolidée	3.0	2.0

### 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



### Abaque pour le calcul du tirant d'eau dans le coursier

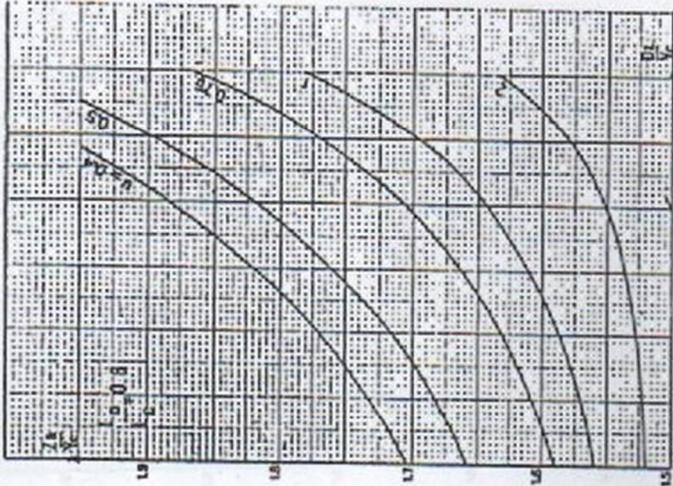




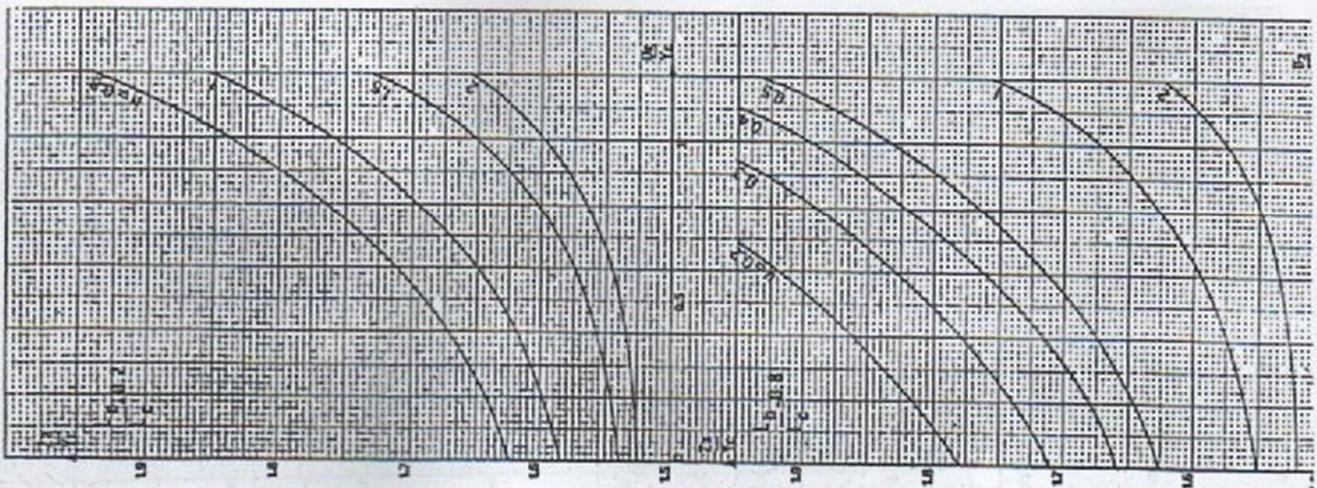
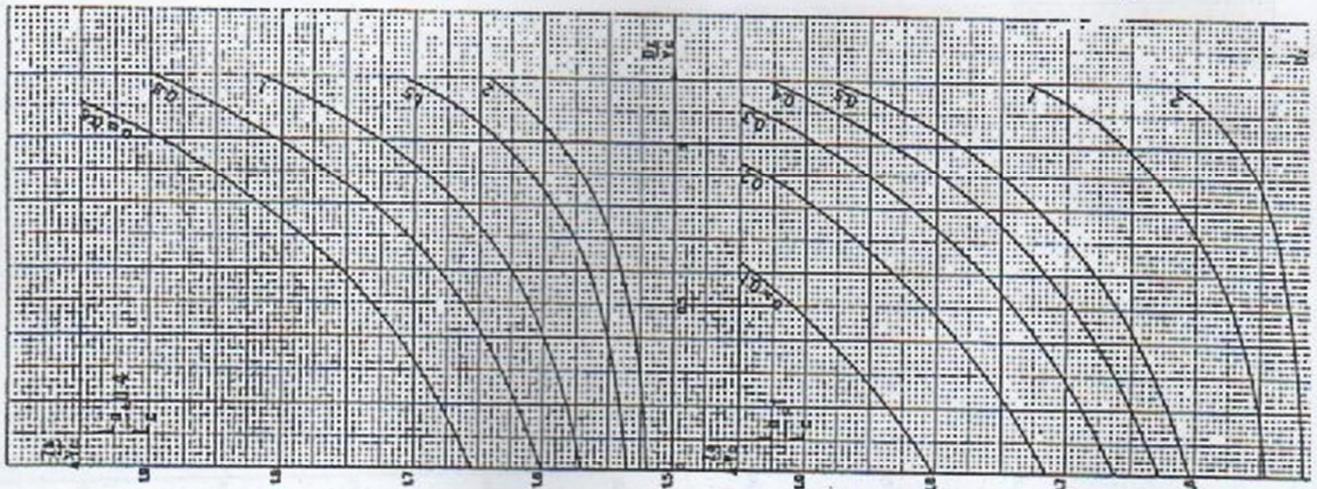
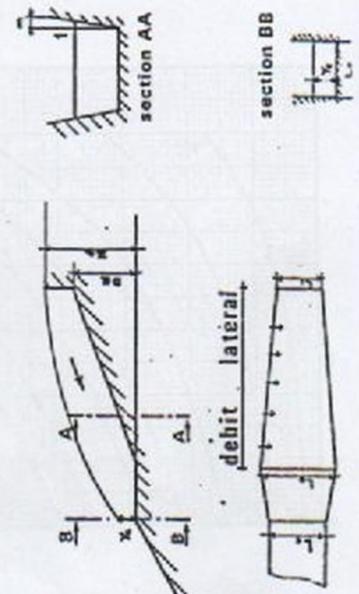
Abaque de calcul hydraulique d'un évacuateur latéral

( $L_1/L_0 = 0.25$ ).

EVACUATEUR LATERAL  $L_1/L_0 = 0.25$



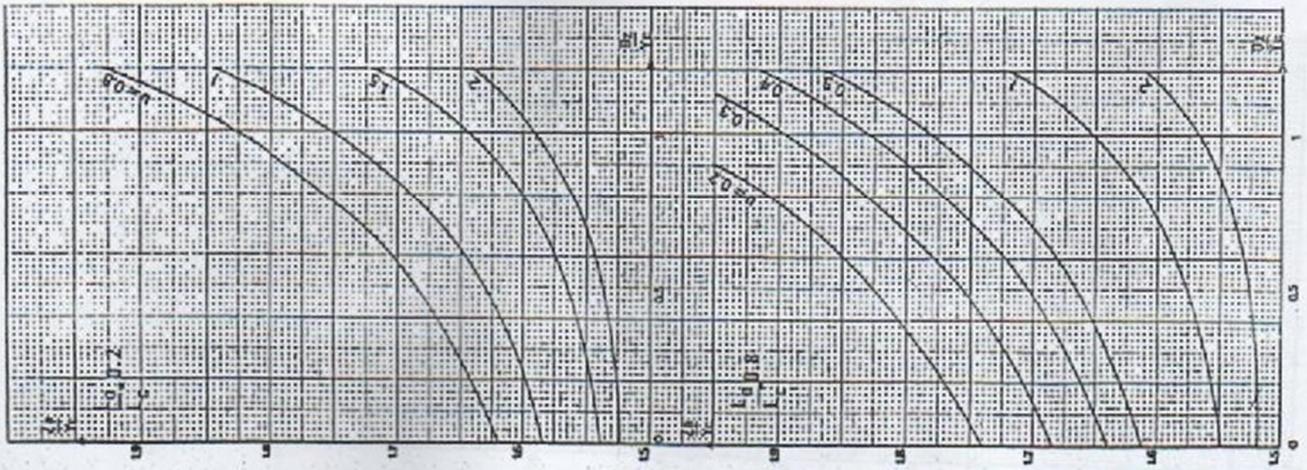
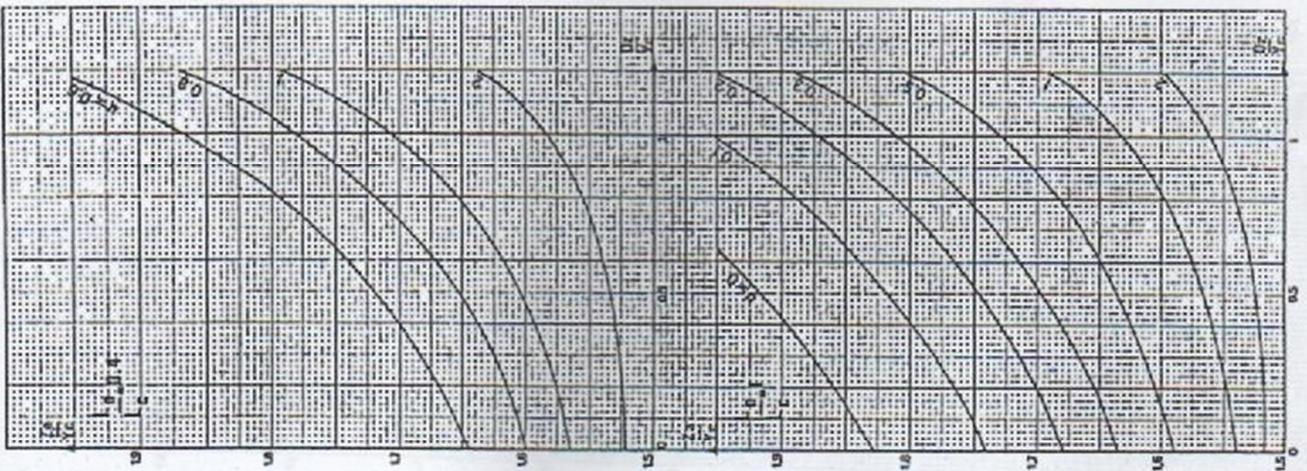
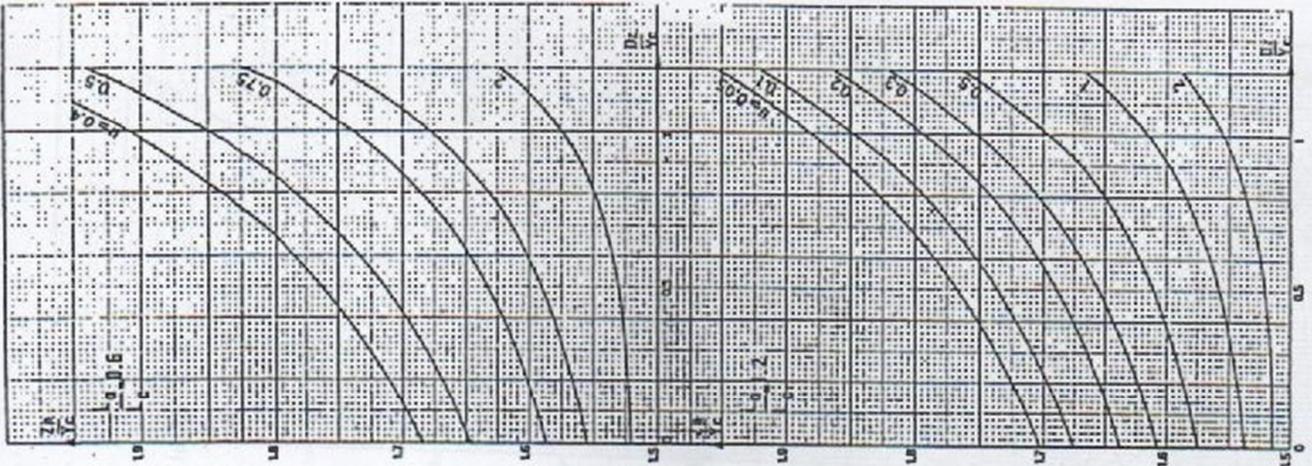
pour une section trapézoïdale  
 prendre l'énergie critique réelle  $H_{sc}$   
 puis  $Y_c = \frac{2}{3} H_{sc}$  et  $L_c = \frac{0.59 D}{H_{sc} \sqrt{2}}$   
 $u > 1 - \frac{L_0}{L_c}$





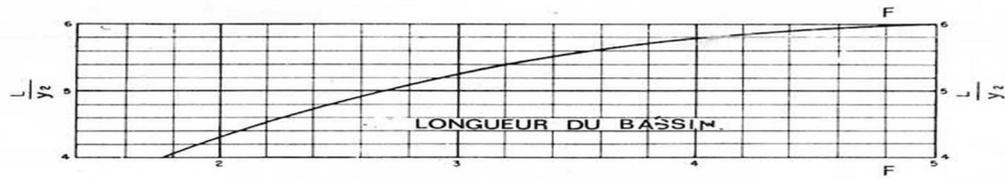
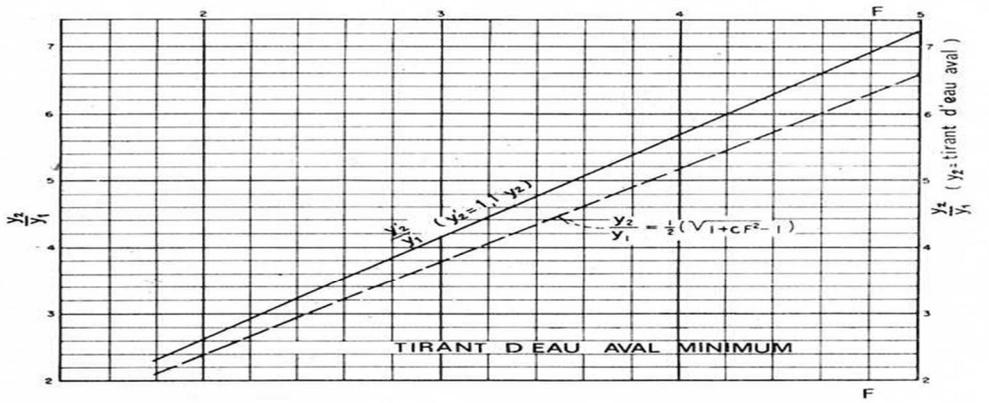
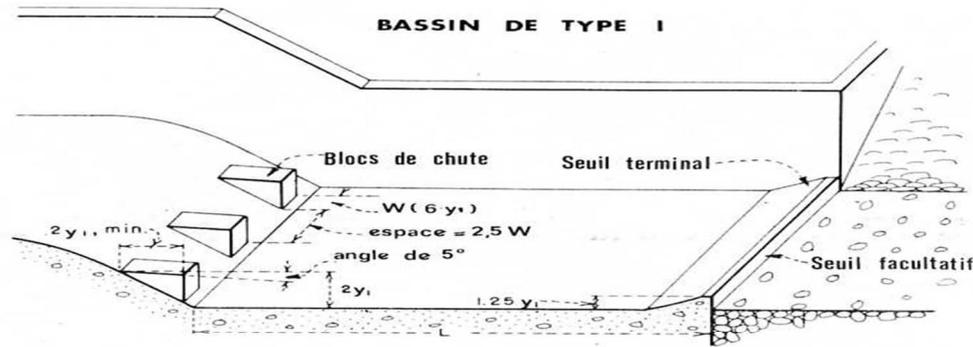
Abaque de calcul hydraulique d'un évacuateur latéral. ( $L_1/L_0 = 0.25$ ).

EVACUATEUR LATERAL  $L_1/L_0 = 0.5$





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





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

