

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

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

**Option : Conception des Ouvrages Hydrotechniques**

**THEME :**

**ETUDE DE FAISABILITE D'UN PETIT BARRAGE  
SUR OUED EL ABED DE LA VILLE DE DJEMILA  
(W.SETIF)**

**Présenté par :**  
**M<sup>r</sup> : SANA Bilal**

**DEVANT LES MEMBRES DU JURY**

<b>Nom et Prénom</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
<b>M<sup>r</sup> : M. HASSANE</b>	<b>M.C.B</b>	<b>Président</b>
<b>M<sup>me</sup> : A. ADDOU</b>	<b>M.A.A</b>	<b>Examinatrice</b>
<b>M<sup>r</sup> : A. HADJ SADOK</b>	<b>M.C.B</b>	<b>Examineur</b>
<b>M<sup>r</sup> : R. REKROUK</b>	<b>M.A.B</b>	<b>Examineur</b>
<b>M<sup>r</sup> : M. BACHIR CHRIF</b>	<b>M.A.B</b>	<b>Examineur</b>
<b>M<sup>r</sup> : M. MEDDI</b>	<b>Professeur</b>	<b>Promoteur</b>

**Septembre 2013**

# *Dédicaces*

*Je rends un grand hommage à travers et de reconnaissance envers :*

*ce modeste travail, en signe de respect*



*Ma mère Fatma et Mon père Omar*

*Pour leurs sacrifices, leurs confiances en moi ainsi leurs soutien tout au long  
de mon parcours du primaire jusqu'à l'universitaire*

*Je le dédie également à :*

*Mes frères : Rabah avec sa femme et Ahmad.*

*Mes sœurs : Sadjia, Hamida, Naima, Baya, Rahima et leurs maris.*

*A ses enfants : Ilyas, Wael-Farahi, Chayemaa-Marwa, Ritadje.*

*A ma grande mère Khira et ma grande famille*

*A tous mes chères amies de tous les temps dont on ne peut citer les noms en  
particulier les gens qui m'aiment et qui m'estiment.*



**SANA.B**

# Remerciements

*En cette mémorable occasion, et avant toute chose, Nous tenons à remercier notre seigneur DIEU l'omniscient et l'omnipotent.*

*je remercie chaleureusement notre promoteur M' MEDDI pour leur complaisance, aussi pour tous les efforts qu'il est fourni pour m'encadrer et guider tout au long de ce travail.*

*Je remercie le président et les membres du jury qui me feront L'honneur de juger mon travail.*

*Je voudrais aussi remercier l'ensemble des professeurs de l'école pour avoir veiller à notre formation.*

*Un grand merci tout spécial à ma famille, à mes parents qui m'ont permis de poursuivre mes études, à mes frères et sœurs et à tous mes amis qui n'ont cessé de me soutenir et de m'encourager tout au long de mes années d'études.*

*Enfin, nos sincères reconnaissances et gratitude à toute personne ayant contribué de près ou de loin au bon déroulement de ce mémoire.*

SANA.B

## صخلم:

انمق في اذه لمعلا ءساردب ءةينقتة ءلماشء وءء بوتسم داو دباعلا (ءةيلاو سفيط) شذلاءا سد ضرءه يوزءء ءقطنملا ءايملاب نم لءا يقس ضعب ي ضارلاءا ءةيخلافلا ءرواجملا.  
ءعب ءسارد ءيجولوج وءيجولوجرءيه ءقمعم انمق ءيمصتب ءسلا يذلا ءلبه ءافترا 26,26 رتم وءءعب رءقتب 0,2821 نويلم رتم بءكم، عم انققءنم ءابءه و ميءا لءءيق ءنللابزا نمقا شءر و ظنءم يجمع لءارملا ءصاخلا هءهب ءيلمعلا.

## Résumé :

Dans le présent mémoire nous avons fait une étude technique complète sur l'oued EL ABED (Wilaya de SETIF) pour l'implantation d'un petit barrage, destiné à l'irrigation.

Après avoir faite une étude géologique, suivie d'une étude hydrologique approfondie nous avons dimensionné notre ouvrage ayant une hauteur 26.26 m, et une capacité de 0,2821 hm<sup>3</sup> sur. Ainsi une étude de vérification de stabilité ; et concernant la réalisation, nous avons organisé et expliqué tous les étapes appropriées pour cette opération.

## Abstract:

In the present work we have done a complete technical study about wadi ELABED (Wilaya of SETIF) for the establishment of a small dam, intended for irrigation.

After having to make a geological investigation, followed by a thorough hydrological study we have to dimension our work having a height 26,26 m, and a capacity of 0,2821 million m<sup>3</sup>; thus a study of stability; and what relates to the realization, we made a job mana.

	Introduction générale.....	1
<b>Chapitre I : Etude topographique</b>		
	Introduction.....	2
I-1	Choix du site du barrage.....	3
I-2	But des barrages.....	4
I-3	Situation géographique du site .....	4
I-4	Situation géographique de la wilaya.....	5
	Conclusion.....	6
<b>Chapitre II : Etude géologique et géotechnique</b>		
II-1	Géologie et hydrogéologie.....	8
II-1-1	Introduction.....	8
II-1-2	Géologie de la région .....	9
II-1-3	Hydrogéologie sommaire de la région.....	10
II-1-4	Géologie et hydrogéologie de la cuvette.....	10
II-1-5	Géologie de la zone d'emprise de la digue.....	10
II-1-6	Hydrogéologie de la zone d'emprise.....	11
II-2	Etude géotechnique.....	11
II-2-1	Introduction.....	11
II-2-2	Prospection géotechnique de terrain.....	12
II-2-3	Résultats géotechniques de terrain, laboratoire et leur Interprétation.....	12
II-2-3-1	Terrains d'assise et de fondation de la digue.....	12
	Alluvions récentes et actuelles du fond de la vallée.....	13
	Les argiles brunes coluvionnaires.....	13
II-2-3-2	Matériaux de construction de la digue.....	16
	Matériaux d'étanchéité et de recharge.....	16
	1. Essais physiques d'identification et de classification.....	16
	2. Essais mécaniques.....	16
	3. Analyse chimique sommaire du sol.....	17
<b>Chapitre III : Etude hydrologique</b>		
	Introduction.....	15
III-1	bassin versant.....	16
III-1-1	Définition .....	16
III-1-2	Caractéristiques physico-géographiques du bassin versant .....	16
III-1-3	Caractéristiques climatiques du bassin versant .....	27
III-2-1	Répartition de la pluie moyenne dans l'année .....	32
III-2-2	Estimation des pluies journalières maximales .....	32
III-3	Les précipitations maximales journalières .....	33
III-3-1	Choix de la loi d'ajustement .....	33
III-3-2	Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL .....	33

## SOMMAIRE

III-3-3	Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON (log-normale) .....	35
III-3-4	Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GEV.....	36
III-3-5	Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités (courbes IDF) .....	39
III-3-6	Etudes des apports .....	40
III-3-6-1	Apport moyen annuel (A0).....	40
III-3-6-2	Caractéristiques de l'écoulement .....	42
III-4	Irrégularité des apports .....	43
III-4-1	Estimation fréquentielle des apports .....	43
III-4-2	Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel .....	43
III-5	Etude des crues .....	45
III-5-1	Le choix du débit maximum de crue .....	45
III-5-2	Etude hydrométrique de la station de KOUDIA TENDART (100208).....	45
III-5-3	Formules empiriques pour la détermination de la crue .....	45
III-5-4	Ajustement de la série des débits max.....	49
III-5-5	Hydrogramme de crue .....	50
III-5-6	Estimation de la crue de projet .....	52
III-5-7	Apport solide et l'estimation de volume mort .....	55
III-6	Régularisation des débits .....	57
III-6-1	Répartition des besoins .....	57
III-6-2	Répartition mensuelle de l'apport A80% (Hm3) .....	58
III-6-3	Courbes «Hauteurs-Capacités-Surfaces».....	58
III-6-4	Calcul du volume utile .....	59
III-7	Laminage des crues .....	62
III-7-1	Les méthodes de calculs .....	62
III-7-2	Méthode de KOTCHERINE .....	63
III-8	Etude d'optimisation.....	68
III-8-1	La revanche.....	68
III-8-2	Calcul du coût de l'évacuateur de crues .....	71
III-8-3	le coût total du barrage .....	72
III-9	Laminage pour un déversoir de largeur $b=12$ mètres .....	74
<b>Chapitre IV : Etude des variantes</b>		
	Introduction.....	91
IV-1	Divers types de barrages .....	91
IV-1-1	Les barrages en remblai.....	92
IV-1-2	Les Barrages en béton .....	93
IV-2	Critères de choix d'un type de barrage .....	96
IV-3	Pentes des talus .....	98
IV-4	Types des barrages en remblai envisager .....	99
V-4-1	Barrage homogène .....	99
V-4-2	Barrage en enrochements à noyau en argiles (Barrage zoné).....	99
V-4-3	Barrage en enrochement à masque en béton .....	99

## SOMMAIRE

V-5	Détermination des volumes des matériaux nécessaire pour la réalisation des 4 variantes.	100
V-6	Estimation du coût des variantes .....	100
V-7	Comparaison financière des trois variantes .....	100
	Conclusion .....	101

### Chapitre V : Etude de variante choisi

V-1	Définition de profil général du barrage .....	102
V-2	Dimensionnement de la digue (homogène en argile).....	102
V-2-1	Hauteur du barrage .....	102
V-2-2	Dispositif de protection contre les effets de l'eau.....	104
V-3	Organes d'étanchéité .....	105
V-3-1	La clé d'ancrage .....	105
V-3-2	Le dispositif de drainage du remblai .....	105
V-3-3	Le drain vertical .....	106
V-4	Drainages .....	106
V-4-1	Prisme de drainage .....	106
V-4-2	Le tapis drainant sous le talus aval .....	107
V-5	Calcul des filtres .....	105
V-5-1	Règles des filtres .....	108
V-5-2	Détermination de la courbe granulométrique des Filtres .....	108
V-5-3	Vérification de l'absence de renard dans le sol des filtres .....	109
V-5-4	Vérification de la nécessité de construire un filtre entre la digue et le drain .....	110
V-6	Protection de la Crête .....	111
V-6-1	Calcul d'infiltration à travers la digue et la fondation .....	111
V-6-2	Tracer de la ligne de saturation .....	111
V-6-3	Calcul du débit d'infiltration (débit de fuite) .....	113
V-6-4	Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage .....	114
V-6-5	Calcul du débit d'infiltration à travers la fondation .....	114

### Chapitre VI : Les ouvrages annexes

	Introduction .....	115
VI-1	Ouvrage d'évacuateur de crues .....	115
VI-1-1	Critères de choix de l'évacuateur de crue .....	115
VI-1-2	Différents types des évacuateurs de crues .....	116
VI-1-3	Choix de la variante .....	117
VI-2	Ouvrage de Prise d'eau .....	118
VI-2-1	Type de prise .....	118
VI-2-2	Choix de la variante .....	118
VI-3	Ouvrage de vidange .....	119
VI-3-1	Conduite de vidange en charge .....	119
VI-3-2	Conduites à écoulement libre .....	119
VI-3-3	Choix de la variante .....	119
VI-3-4	Recommandation pour les dispositifs constitués de la conduite de vidange .....	120

## SOMMAIRE

VI-4	Dimensionnement de l'ouvrage de vidange .....	121
VI-4-1	Calcul du débit de vidange .....	121
VI-4-2	Calcul hydraulique .....	122
	Conclusion .....	122
<b>Chapitre VII : Etude d'évacuateur</b>		
	Introduction .....	123
VII-1	Choix de l'emplacement de l'évacuateur de crues .....	123
VII-2	Dimensionnement hydraulique .....	123
VII-2-1	Canal d'aménée .....	124
VII-2-2	Déversoir .....	124
VII-2-3	Chenal d'écoulement .....	125
VII-2-4	Calcul du convergent .....	125
VII-2-5	Le coursier.....	126
VII-2-6	Dissipateur d'énergie .....	128
VII-2-7	Canal de restitution.....	129
VII-3	Conception de l'évacuateur de crues .....	130
VII-3-1	Hauteur des murs bajoyers .....	130
VII-3-2	Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier .....	131
<b>Chapitre VIII : Etude de stabilité de la digue</b>		
VIII-1	Calcul de stabilité .....	132
VIII-1-1	Généralité sur la stabilité des barrages (Talus) .....	132
VIII-1-2	Conséquences de l'instabilité des talus .....	132
VIII-2	Ordre de calcul (Méthode des tranches) .....	133
VIII-2-1	Calcul des forces appliquées à chaque tranche .....	134
VIII-2-2	Classement des forces .....	135
VIII-2-3	Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement .....	136
<b>Chapitre IX : Organisation de chantier</b>		
	Introduction.....	138
IX-1	Installations du chantier .....	138
IX-1-1	Installations destinées au personnel.....	138
IX-1-2	Installations destinées au stockage des matériaux.....	138
IX-1-3	Installations destinées à la réparation des engins.....	138
IX-1-4	Installations pour la préfabrication.....	138
IX-2	LES MOYENS DES CONSTRUCTIONS ET L'EXECUTION.....	138
IX-2-1	Moyens humains.....	139
IX-2-2	Moyens matériels.....	139
IX-3	PLANNING ET PHASAGE DES TRAVAUX .....	140
IX-3-1	Travaux préparatoires.....	140
IX-3-2	Exécution de l'ouvrage .....	140
IX-3-3	Travaux de finition.....	140

<b>Conclusion générale.....</b>	<b>141</b>
<b>Références bibliographiques</b>	
<b>Annexes</b>	

## *La liste des planches :*

<b>N°</b>	<b>LE TITRE DE LA PLANCHE</b>
1	Levé topographique d'oued ELABED
2	Coupe géologique à travers l'axe de barrage.
3	Plan d'aménagement.
4	Profil type et détails de la digue.
5	Profil en long sur l'axe de la digue.
6	Schémas de calcul de la stabilité.

**Chapitre III : Etude hydrologique**

<b>Tableau III-1</b>	Calcul des surfaces cumulées .....	21
<b>Tableau III-2</b>	Caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant .....	27
<b>Tableau III-3</b>	Les températures extrêmes .....	28
<b>Tableau III-4</b>	Températures moyennes à Sétif .....	28
<b>Tableau III-5</b>	Vitesse moyenne du vent en m/s – Station de Sétif .....	29
<b>Tableau III-6</b>	Humidité relative moyenne à Sétif (1990-2002) .....	29
<b>Tableau III-7</b>	Différentes valeurs de l'évaporation (1963/64-1992/93).....	30
<b>Tableau III-8</b>	Caractéristiques des stations pluviométriques.....	31
<b>Tableau III-9</b>	Distribution moyenne mensuelle des pluies à FERMATOU .....	32
<b>Tableau III-10</b>	Caractéristiques de la série avec N=42ans .....	33
<b>Tableau III-11</b>	Résultat de l'ajustement a la loi de Gumbel .....	40
<b>Tableau III-12</b>	Résultat de l'ajustement à la loi de Galton .....	41
<b>Tableau III-13</b>	Résultats d'ajustement à la loi de GEV .....	41
<b>Tableau III-14</b>	Intensité pour les différentes fréquences .....	43
<b>Tableau III-15</b>	Récapitulatif des résultats de Ao.....	46
<b>Tableau III-16</b>	Récapitulatif des Cv .....	48
<b>Tableau III-17</b>	les apports fréquentiels .....	49
<b>Tableau III-18</b>	Répartition mensuelle des apports .....	49
<b>Tableau III-19</b>	Valeurs du coefficient de ruissellement C .....	51
<b>Tableau III-20</b>	Valeurs d'ajustement et les formules empiriques de station de KOUDIATANDDART...	53
<b>Tableau III-21</b>	Valeurs des débits des formules empiriques de station d'Oued ELABED .....	54
<b>Tableau III-22</b>	Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue $\delta$ .....	55
<b>Tableau III-23</b>	Débits fréquentielles pour construction l'hydrogramme de crue .....	56
<b>Tableau III-24</b>	Catégories des dommages résultant des crues .....	58
<b>Tableau III-25</b>	Crues de projet recommandé .....	59
<b>Tableau III-26</b>	Choix de la crue de projet .....	59
<b>Tableau III-27</b>	Répartition mensuelle des besoins .....	62
<b>Tableau III-28</b>	Répartition mensuelle des apports .....	62
<b>Tableau III-29</b>	valeurs de $\delta$ en fonction des conditions hydrogéologiques .....	66
<b>Tableau III-30</b>	Données initiales .....	70
<b>Tableau III-32</b>	Differetes largeurs en crete .....	86
<b>Tableau III-33</b>	coût et volume de la digue .....	86
<b>Tableau III-34</b>	coût de déversoir .....	87
<b>Tableau III-35</b>	coût de coursier .....	88
<b>Tableau III-36</b>	Récapitulatif des prix totaux.....	88
<b>Tableau III-37</b>	les caractéristiques du barrage .....	89
<b>Tableau III-38</b>	Volumes et débit déversant .....	90

## Liste des tableaux

### Chapitre IV : Etude des variantes

Tableau IV-1	Valeurs indicatives des pentes des talus .....	98
Tableau IV-2	les coûts des variantes étudiées .....	100

### Chapitre V : Etude de variante choisie

Tableau V-1	Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation .....	102
Tableau V-2	Valeurs indicatives des pentes des talus .....	103
Tableau V-3	Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et du poids .....	105
Tableau V-4	épaisseur minimal de drain (Gérard DEGOUTTE ,1997).....	107
Tableau V-5	Les coordonnées de la parabole .....	112
Tableau V-6	gradient hydraulique admissible (V.volkov, 1986) .....	114
Tableau V-7	la valeur 'n' en fonction de L/T.....	114

### Chapitre VI : Les ouvrages annexes

Tableau VI-1	type de vidange de fond en fonction de .....	120
--------------	--	-----

### Chapitre VII : Etude de l'Evacuateur

Tableau VII-1	Récapitulatif des résultats .....	123
Tableau VII-2	les coordonnées de profil .....	125
Tableau VII-3	Calcul de ligne d'eau.....	127
Tableau VII-4	Ligne d'eau à pas d'espace de 10 m .....	127

### Chapitre VIII : Etude de stabilité de la digue

Tableau VIII-1	valeurs de K1, K2 en fonction de pente de talus .....	133
Tableau VIII-2	Les caractéristiques géotechniques des sols .....	134
Tableau VIII-3	Coefficient de stabilité admissible des talus .....	136
Tableau VIII-4	Coefficient de sécurité pour les trois cas .....	137

<b>Chapitre I : Etude topographique</b>		
Fig I-1	PLAN D'ORIENTATION (Echelle 1/50 000).....	5
Fig I-2	PLAN DE SITUATION (Echelle 1/50 000).....	5
Fig I-3	SITUATION GEOGRAPHIQUE DE LA WILAYA (Echelle 1/2 500 000).....	6
<b>Chapitre II : Etude Géologique et Géotechnique</b>		
Fig II-1	Extrait de carte géologique de Djemila N°71-Echelle 1/50.000.....	8
<b>Chapitre III : Etude hydrologique</b>		
Fig III-1	BASSIN VERSANT D'OUED ELABED – DJEMILA- W.SETIF .....	17
Fig III-2	Le réseau hydrographique .....	20
Fig III-3	Topographie de bassin versant .....	22
Fig III-4	Répartition des courbes hypsométriques .....	23
Fig III-5	Le rectangle équivalent .....	23
Fig III-6	Répartition de la température mensuelle .....	28
Fig III-7	Répartition du vent mensuelle.....	29
Fig III-8	Répartition de l'humidité mensuelle.....	30
Fig III-9	Représentation graphique de l'ajustement à la loi de GUMBEL.....	37
Fig III-10	Représentation graphique de l'ajustement à la loi GALTON .....	37
Fig III-11	Ajustement à la loi de GEV .....	38
Fig III-12	Courbe (des pluies à courte durée) IDF .....	40
Fig III-13	Représentation graphique de l'ajustement à la loi Gamma .....	49
Fig III-14	Hydrogrammes des crues .....	52
Fig III-15	Courbes Capacité-Surface-Hauteur .....	59
Fig III-16	Courbes $q=f(H)$ .....	66
Fig III-17	Courbes $q=f(V_{forcé})$ .....	67
Fig III-18	Courbe d'optimisation .....	73
Fig III-19	Courbe des débits déversant .....	74
<b>Chapitre IV : Etude des variantes</b>		
Fig IV-1	Barrage homogène .....	92
Fig IV-2	Barrage à noyau .....	93
Fig IV-3	Barrage à masque .....	93
Fig IV-4	Barrage poids .....	94
Fig IV-5	Barrage voûte .....	95
<b>Chapitre V : Etude de variante choisi</b>		
Fig V-1	calcul les infiltrations qui travers le corps de la digue .....	112
<b>Chapitre VII : Etude de l'Evacuateur</b>		
Fig VII-1	Profil Creager .....	125
Fig VII-2	Coup en travers de coursier .....	126

# Introduction générale

---

## Introduction général

L'eau est omniprésente sur la Terre. Sans elle, la vie humaine serait impossible. Elle est nécessaire à la vie des végétaux, des animaux et aux activités humaines.

Cependant, les ressources en eau sont inégalement réparties dans le monde. L'eau douce, celle qui est essentielle à nos besoins, ne représente que 1 % du total des eaux présentes sur la Terre, le reste étant formé par les eaux salées des mers et des océans. L'eau douce est donc un capital limité, renouvelable mais fragile, car menacé par une consommation croissante et par de multiples pollutions.

Le développement de notre pays suppose la maîtrise des ressources en eau, parmi lesquelles les eaux de surface qui ont une importance vitale pour toute entreprise agricole ou pastorale entre autres. Depuis la dernière décennie, l'édification des barrages a été une solution très largement utilisée pour résoudre les délicats problèmes de mobilisation des ressources en eau.

Vu toutes ces égards, il importe de dicter une méthodologie efficace pour la réalisation de ces ouvrages et notre étude fait l'objet d'une étude de faisabilité d'un petit barrage dans la commune de DJEMILA (Oued El Abed) dans la Wilaya de SETIF qui sera destiné à l'irrigation des superficies de cette région.

Le contenu comprendra neuf chapitres. Au départ, on commencera par une étude topographique pour le choix de site puis, on assure l'efficacité de ce dernier par une analyse quantitative et qualitative de la géologie et la géotechnique, une fois le site est fixé, on doit passer par une étude hydrologique qui permettra les différents paramètres à partir d'un traitement des séries pluviométrique et d'autres hydrométrique (dédits) pour l'obtention de hydrogramme de crue et aussi pour l'estimation de crue de projet puis on fait un traitement en détail les données pluviométriques et géomorphologiques en vue du calcul de l'hydrogramme de crue et aussi l'estimation de la crue de projet, on pousse cette étude par un autre étude de régularisation des apports en vue de déterminer les caractéristiques du barrage (carte édentétié), ensuite on passera par une étude d'optimisation dont l'objectif est de trouver un compromis économique entre la largeur déversant et la hauteur de la digue. L'analyse des variantes de digue et un choix adapté avec les données disponibles, on fera aussi une étude des ouvrages annexes avec un dimensionnement hydraulique de l'évacuateur de crue bien qu'une vérification détaillée de stabilité. on déterminera par un aperçu sur l'organisation de chantier.

## Introduction

La topographie (du grec *topos* = lieu et *graphein* = dessiner) est la science qui permet la mesure puis la représentation sur un plan ou une carte des formes et détails visibles sur le terrain, qu'ils soient naturels (notamment le relief et l'hydrographie) ou artificiels (comme les bâtiments, les routes, etc.). Son objectif est de déterminer la position et l'altitude de n'importe quel point situé dans une zone donnée, qu'elle soit de la taille d'un continent, d'un pays, d'un champ ou d'un corps de rue.

La topographie s'appuie sur la géodésie qui s'occupe de la détermination mathématique de la forme de la Terre (forme et dimensions de la Terre, coordonnées géographiques des points, altitudes, déviations de la verticale...). La topographie s'intéresse aux mêmes quantités, mais à une plus grande échelle, et elle rentre dans des détails de plus en plus fins pour établir des plans et cartes à différentes échelles. La cartographie proprement dite est l'art d'élaborer, de dessiner les cartes, avec souvent un souci artistique et ne doit pas être confondue avec la topographie.

Mais la topographie, nom générique, n'est qu'un aspect des sciences dites géographiques, au répertoire desquelles nous trouvons la topométrie, la géodésie, la photogrammétrie, la géomatique, etc.

Par extension, la topographie se dit aussi de la disposition ou du relief d'un lieu, voire de la description d'une personne dans son aspect physique et moral.

La notion de géomètre est souvent utilisée à la place de topographe. La distinction provient de la notion de droit foncier, le topographe peut réaliser des relevés mais sans valeur contradictoire et encore moins légale (aspect du droit foncier).

### **I.1.Choix de l'axe du barrage**

Le site capable de recevoir un grand barrage réservoir doit répondre à plusieurs critères d'ordre hydrologique, géologique, économique et humain.

#### **- Les critères hydrologiques :**

En fonction de l'usage prévu, il doit y avoir un rapport harmonieux entre la capacité du réservoir et ses possibilités d'alimentation ; celles-ci dépendent de la superficie du bassin hydrographique, de la pluviosité moyenne à l'endroit considéré et de l'aptitude du sol au ruissellement.

#### **- Les critères géologiques :**

L'assise de fondation doit bien entendu, pouvoir supporter des charges inhérentes au barrage proprement dit et à ses sollicitations, mais de plus, l'assiette du réservoir doit être étanche. Le sous-sol doit être reconnu par des forages en profondeur permettant des prélèvements d'échantillons et des essais de perméabilité.

#### **- Les critères économiques :**

Le rapport entre le montant total des investissements et la capacité maximale de la retenue doit être aussi bas que possible. Il s'exprime en francs par mètre cube et permet la comparaison de plusieurs sites entre eux. Le montant total des investissements dépend du coût des ouvrages de retenue proprement dits, de l'importance des expropriations et de la modification du réseau de communications affecté par le projet. La capacité du réservoir dépend de la hauteur du barrage et de la forme de la vallée.

#### **- Les critères humains :**

Les conditions optimales sont réunies lorsqu'un resserrement géomorphologique se présente à l'aval d'une vallée large, vierge de toute agglomération et de toute voie importante de circulation. Ce cas idéal n'existe pas, et le maître d'œuvre doit bien se résoudre à accepter l'examen de sites imparfaits nécessitant des barrages trop longs ou des troubles consécutifs aux expropriations. Le facteur humain ne peut être chiffré, mais il peut entraîner le rejet d'un projet lorsqu'un grand nombre de personnes en est affecté.

## I.2. But des barrages

Le but principal du barrage d'après sa définition, est l'accumulation. Cette accumulation sert à compenser l'inégalité des apports de la rivière et à adopter l'utilisation et la consommation de l'eau aux besoins.

Un but secondaire (parfois primordial dans notre pays) est la protection contre les crues.

Énumérons les divers buts d'utilisation d'un barrage que l'on peut associer dans le même ouvrage :

1-protection contre les crues

2-alimentation en eau potable

3-amélioration de la navigation

4-irrigation

5-production de l'énergie électrique

6-besoins industriels

7-autres buts (dilution des eaux usées, amélioration de la nappe phréatique, protection contre le charriage et l'envasement)

## I.3. Situation géographique du site

Les coordonnées Lambert selon Cartes d'Etat-major au 1/50 000 (nord Algérie)

→ **Cartes d'Etat-major au 1/50 000**

♥ Carte Djemila Feuille N° 71

♥ Carte St Arnaud Feuille N° 94

⊗  $X = 780.000 \text{ m}$

⊗  $Y = 339.200 \text{ m}$

⊗  $Z = 780 \text{ m NGA}$

↓ Les figures (I.1 et I.2) ci-après donne une vue approximative pour le plan d'orientation et la situation de notre site.



Figure N°I.1. PLAN D'ORIENTATION (Echelle 1/50 000)

Source(DHW)

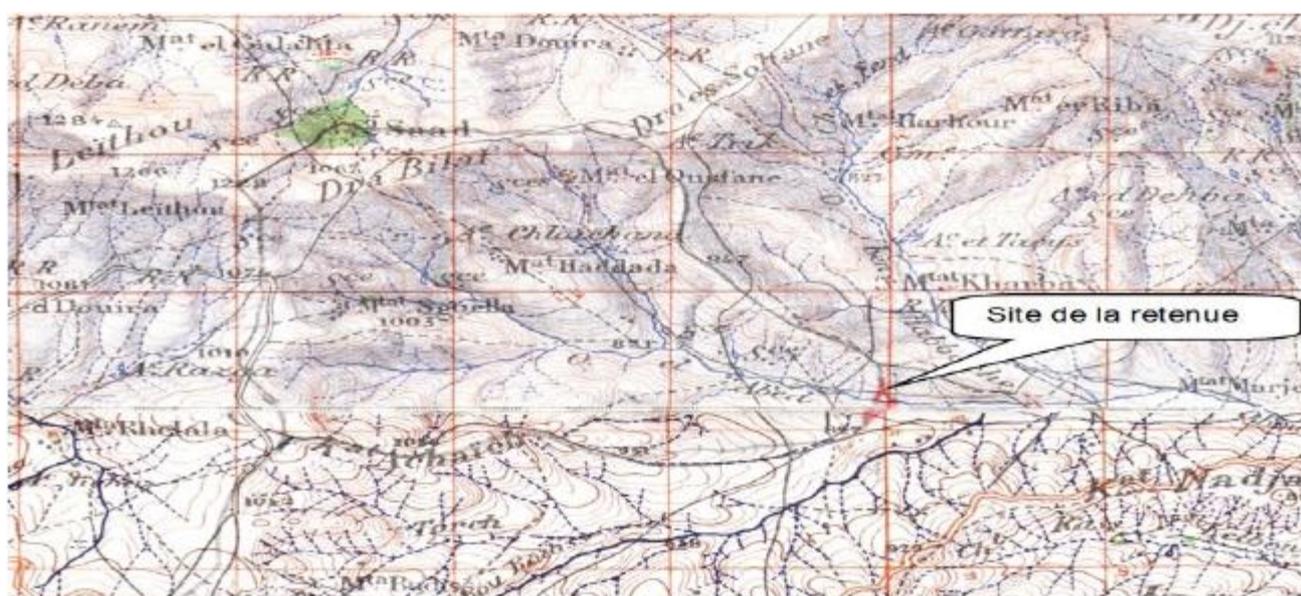


Figure N°I.2. PLAN DE SITUATION (Echelle 1/50 000)

Source(DHW)

#### I.4. Situation géographique de la wilaya

La wilaya occupe une position centrale entourée de 6 wilayas, au nord elle est limitée par les wilayas de Bejaia et Jijel, à l'est par la wilaya de Mila, au sud par les Wilaya de Batna et M'sila et à l'ouest par la wilaya de Bordj Bou Arréridj.

La wilaya est caractérisée par 3 zones :

La zone montagneuse.

Les hautes plaines.

La frange semi-aride

↓ Le climat caractérisant la wilaya est continental, semi-aride, avec des étés chauds et secs et des hivers rigoureux accompagnés de précipitations.

↓ La figure ci-après donne un aperçu sur situation géographique de la wilaya de Sétif



Figure N°1.2. SITUATION GEOGRAPHIQUE DE LA WILAYA (Echelle 1/2 500 000) Source (DHW)

### Conclusion

D'après cette étude, on a une très bonne connaissance pour les coordonnées de ce site et les différentes situations géographiques et d'orientation qui va recevoir le barrage.

## II.1. Géologie et hydrogéologie

### II.1.1. Introduction

géologie, science traitant de l'origine de la Terre, de son histoire, de sa forme, des matériaux qui la composent et des processus qui influent ou qui ont influé sur elle. La géologie s'intéresse aux roches et aux matériaux dérivés qui composent les couches externes du globe terrestre. Afin de comprendre la genèse de ces matériaux, les géologues recourent aux connaissances d'autres domaines scientifiques, comme la physique, la chimie et la biologie. Ainsi, des secteurs aujourd'hui très importants de la géologie, comme la géochimie, la géophysique, la géochronologie (emploi des méthodes de datation) ou encore la paléontologie, peuvent-ils maintenant être considérés comme des disciplines à part entière, qui donnent aux géologues la possibilité de mieux appréhender le fonctionnement de la planète Terre à travers le temps.

Si chacune des sciences de la Terre suit sa propre démarche, toutes sont étroitement liées à la géologie. Ainsi, l'étude des eaux de la Terre, dans leur relation avec les processus géologiques (hydrogéologie), fait appel aux connaissances de l'hydrologie et de l'océanographie ; de la même façon que la mesure et l'établissement des cartes de la surface de la Terre utilisent les acquis de la cartographie et de la géodésie. L'étude des corps célestes, et notamment de la Lune, de Mars et de Vénus, fournit également des indices sur les origines de la Terre. Limitées à l'origine aux observations télescopiques à partir de la Terre, ces investigations ont connu un essor formidable avec le développement de la recherche spatiale à partir des années 1960.

La géologie ne se cantonne pas à l'étude des formes du relief terrestre (géomorphologie) et autres caractéristiques de la surface de la Terre ; elle considère également la structure interne de la planète. Les connaissances qu'elle en dégage sont bien sûr d'un intérêt scientifique primordial ; mais ce savoir sert aussi directement l'homme. Ainsi, la géologie appliquée a-t-elle pour fonctions essentielles la prospection de minéraux utiles, la localisation des structures géologiques susceptibles de servir de soubassement aux bâtiments et ouvrages divers et la prévision des risques naturels associés aux forces géodynamiques décrites ci-dessous.

Remarque : tous les données géologiques sont extasiées de la (DRE)

## II.1.2. Géologie de la région

La figure ci-après représenté les différentes formations géologique

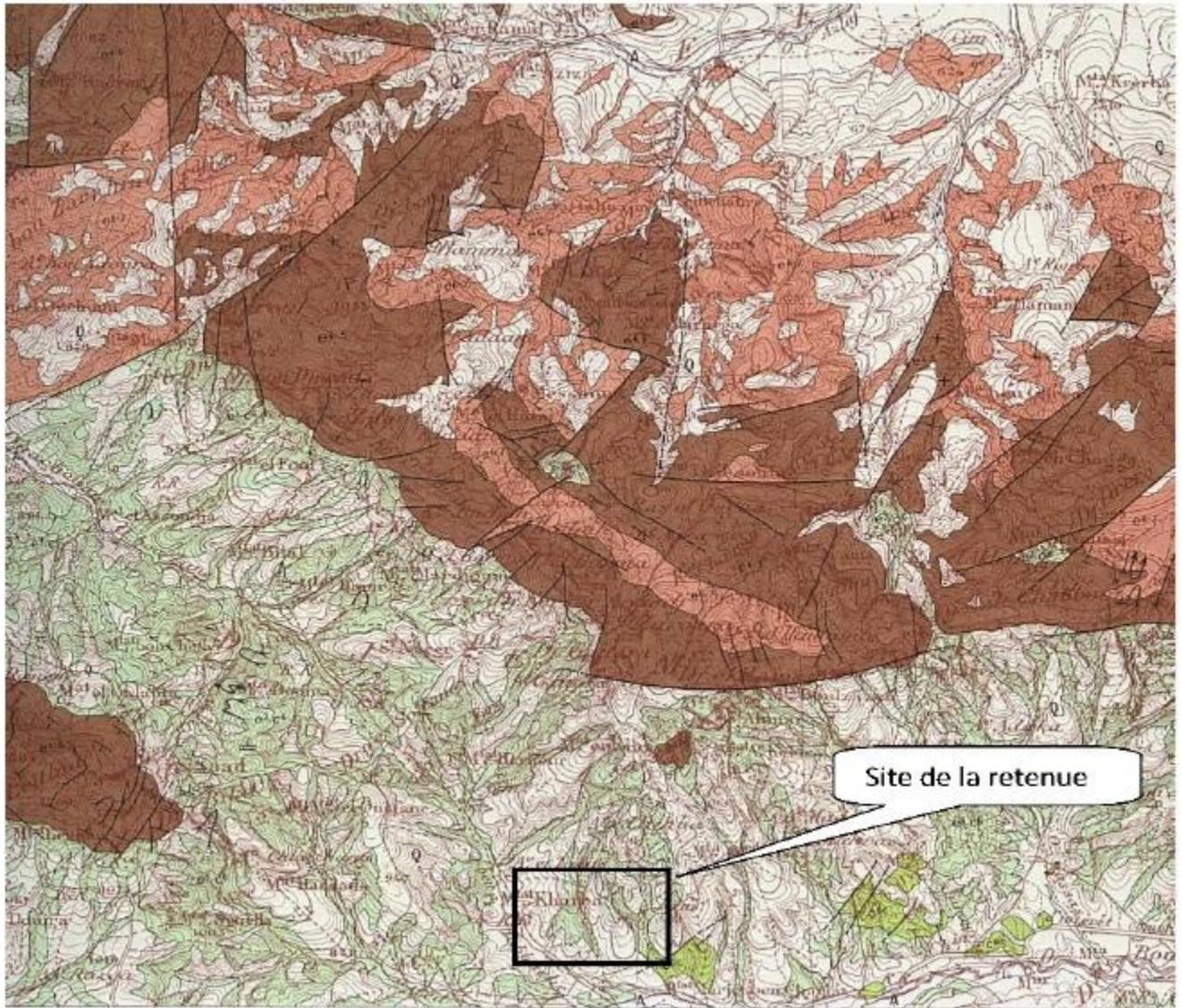


Figure N°II.1.Extrait de carte géologique de Djemila N°71-Echelle 1/50.000 Source(DHW)

### ⊞ **LEGENDE**

- |                               |   |
|-------------------------------|---|
| A                             | Alluvions actuelles et récentes du lit de l'oued        |
| Q                             | Quaternaire ancien; éboulis de pente                    |
| e <sup>4-5</sup>              | Lutétien supérieur à Priabonien marnes et calcaires     |
| e <sup>6-7</sup>              | Yprésien-Lutétien supérieur calcaire massif bitumineux  |
| e <sup>3</sup> C <sup>6</sup> | Maestrichtien à Paléocène marnes noires à boules jaunes |

### II.1.3. Hydrogéologie sommaire de la région

Les alternances des niveaux calcaires fracturés et des marnes imperméables offrirait des conditions favorables pour l'apparition des émergences d'eau de précipitation sous forme de sources assez abondantes aux pieds des abrupts, le long des failles.

### II.1.4. Géologie et hydrogéologie de la cuvette

Le fond de la vallée est recouvert de dépôts détritiques alluvionnaires constitués de cailloux, graviers, sables et des particules fines limono-argileuses. Ce sont des alluvions récentes et actuelles comblant les fonds de la vallée.

Le terrain de fond est constitué marnes noires maestrichtiennes parfois à boules jaunes qui sont souvent masquées par des argiles colluvionnaires de teinte brunes imperméables, permettent d'affirmer l'étanchéité de cette dépression.

Les alluvions récentes et actuelles qui sont des sédiments pulvérulents fins à grossiers constituent un faciès perméables et l'eau peut circuler facilement à travers ses pores.

### II.1.5. Géologie de la zone d'emprise de la digue

La prospection in situ (sondages, fouilles et levé géologique), montre que :

- ♥ Le substratum est représenté par des marnes noires de couleur noirâtre renfermant parfois des boules jaunes. C'est une formation géologique appartenant à la nappe dite de Djemila. Cette formation affleure peu sur les versants car elle est couverte par des argiles colluvionnaires de teinte brune à noire très abondantes dans cette région.
- ♥ Le fond de l'oued est comblé par des alluvions récentes et actuelles formées d'éléments grossiers (cailloux, graviers, sables et galets avec des particules fines limono-argileuses) issus de la décomposition des roches mères.

### II.1.6. Hydrogéologie de la zone d'emprise

#### 1. Perméabilité

Le substratum marneux ainsi que sa couverture argileuse, sont totalement imperméables. Leur perméabilité est de l'ordre de  $10^{-7}$  à  $10^{-8}$  cm/s.

Les dépôts détritiques alluvionnaires comblant sur une puissance de l'ordre de quatre à cinq mètres, sont perméables.

## **2. Etanchéité**

L'étanchéité de l'assiette de la retenue est entièrement assurée par les marnes et les argiles très caractéristiques de cette région. Donc, le fond de l'oued contenant une couche alluvionnaire perméable 04 à 05 mètre d'épaisseur, constitue un endroit favorable aux pertes d'eau par infiltrations à travers la porosité de ces sédiments détritiques pulvérulents.

Pour assurer une étanchéité totale de la cuvette et éviter le phénomène de Renard au-dessous de la digue garantissant sa stabilité; il faudra décaper cette couche et l'asseoir sur le bon sol marneux sain et imperméable.

## **II.2. Etude géotechnique**

### **II.2.1. Introduction**

Les ingénieurs-géologues appliquent les connaissances de la géologie à l'étude des matériaux naturels — sol, roche, eau de ruissellement et eau souterraine — qui se trouvent impliqués dans la conception, la construction et la réalisation des ouvrages d'art du génie civil (barrages, ponts, autoroutes, pipelines, projets immobiliers, gestion des déchets). Un domaine d'application récent de la géologie est constitué par la collecte et l'analyse des données géologiques dans le but de résoudre les problèmes résultant de l'utilisation par l'homme de son environnement naturel. Parmi les principaux problèmes de ce type, on peut citer : les dangers liés à la construction d'habitations et d'autres structures dans des zones sujettes à des risques naturels tels que les séismes, les glissements de terrain, l'érosion côtière et les inondations. Ce domaine de la géologie est particulièrement vaste, car il intègre aussi bien la géochimie et l'hydrologie, que les sciences biologiques et sociales et le génie civil.

### **II.2.2. Prospection géotechnique de terrain**

Des puits et sondages ont été réalisés en différentes zones de la retenue collinaire (zone d'emprise de la digue et des gîtes de matériaux de construction), suivi de prélèvements d'échantillons de sol pour pouvoir connaître et déterminer la structure géo-mécanique des terrains d'assise et de fondation de la digue et ses ouvrages annexes ainsi que l'évaluation quantitative et qualitative des matériaux d'emprunt nécessaires à la construction de ce barrage collinaire.

## II.2.3. Résultats géotechniques de terrain, laboratoire et leur Interprétation

### II.2.3.1. Terrains d'assise et de fondation de la digue

#### ⊗ Alluvions récentes et actuelles du fond de la vallée

Le fond de la vallée est comblé de particules fines et grossières formées de graviers, cailloux, galets et blocs de forme arrondie et de nature calcaires.

Ces matériaux alluvionnaires proviennent de la décomposition physico-chimique des faciès mère. Ils sont caractérisés par les propriétés suivantes:

Angle de frottement effectif ( $\phi'$ ).....	32°-38°
Capacité portante (Rdt).....	300 à 600 Kpa
Perméabilité (K).....	$10^{-1}$ à $10^{-3}$ m/s

Ces données nous montrent que le milieu traversé au fond de la vallée, est de cohésion nulle et à forte perméabilité; il constitue donc un chemin privilégié pour les pertes d'eau par infiltrations. A cet effet, le décapage de cette couche alluvionnaire, est indispensable afin d'assurer l'étanchéité et la stabilité de la digue.

#### ⊗ Les argiles brunes coluvionnaires

##### 1. Essais physiques d'identification et de classification

Teneur en eau naturelle (Wn).....	18,11-20,90 %
Densité sèche ( $\gamma_d$ ).....	1,58-1,87 t/m <sup>3</sup>
Densité humide ( $\gamma_h$ ).....	1,91-2,20 t/m <sup>3</sup>

Ce sont des éléments fins argilo-limoneux, appartenant selon la classification Américaine U.S.C.S (L.C.P.C) à la classe CH (At) très plastique.

## 2. Essais mécaniques

### ↓ Compression à l'odomètre

Compressibilité (Pc).....	01,95-02,05 bars
Coefficient de tassement (Ct).....	0,180 - 0,252
Coefficient de gonflement (Cg).....	0,046 - 0,050
Perméabilité (K).....	$10^{-7}$ à $10^{-8}$ cm/s

C'est un faciès argilo-limoneux, moyennement compressible, pratiquement imperméable.

### ↓ Cisaillement rectiligne à la boîte type U.U

Cohésion (Cu) .....	0,262-0,303 bars
Angle de frottement ( $\phi_u$ ).....	10,00–14,00°
Cohésion effective (C').....	0,50-0,80 bars
Angle de frottement effectif ( $\phi'$ ).....	13°-17°
Coefficient de poisson ( $\mu$ ).....	0,42
Coefficient de Young ( $\beta$ ).....	0,37
Densité ( $\gamma$ ).....	2,05 t/m <sup>3</sup>
Module de déformation (Edéf.).....	8-15 Mpa
Capacité portante (Rdt).....	0,50-1,50 bars

### 3. Analyse chimique sommaire du sol

Teneur en carbonate.....	26,79-46,29 %
Teneur en insolubles.....	48,60-71,60 %
Teneur en gypses.....	traces –3,50 %

Ce sont des matériaux argileux, plus ou moins marneux contenant très peu de gypses.

#### ↓ Les marnes maestrichtiennes

Elles ont les caractéristiques suivantes:

Résistance à la compression simple à l'état.....	15-40Mpa
Résistance la compression simple à l'état saturé (Rc sat).....	8-20Mpa
Capacité portante ( Rdt ).....	0,8-1,6 Mpa
Perméabilité (K) .....	$10^{-6}$ à $10^{-8}$ cm/s
Cohésion effective (C') .....	10 -20 Kpa
Angle de frottement effectif ( $\phi'$ ) .....	18°
Poids spécifique des grains ( $\gamma_s$ ) .....	2,2-2,4 t/m <sup>3</sup>

### II.2.3.2. Matériaux de construction de la digue

#### ⊗ Matériaux d'étanchéité et de recharge

##### 1. Essais physiques d'identification et de classification

Teneur en eau naturelle (Wn).....	21,59 - 25,96 %
Densité sèche ( $\gamma_d$ ).....	1,47 – 1,63 t/m <sup>3</sup>
Densité humide ( $\gamma_h$ ).....	1,85 - 1,98 t/m <sup>3</sup>
Densité de saturation ( $\gamma_{sat}$ ).....	1,91 - 2,01 t/m <sup>3</sup>
Degré de saturation (Sr).....	85,69 - 91,63 %
Limite de liquidité (WL).....	56,48 - 68,40 %
Limite de plasticité (Wp).....	27,58 - 32,45 %

Indice de plasticité ( $I_p$ )..... 28,90 - 35,95%

Ce sont des matériaux argileux et limoneux, très plastiques, très faiblement sensibles à l'eau et appartenant selon la classification Américaine U.S.C.S (L.C.P.C) à la classe CH (At).

## 2. Essais mécaniques

### ↓ Compression à l'odomètre

Compressibilité ( $P_c$ )..... 01,83-02,93bars

Coefficient de tassement ( $C_t$ )..... 0,374- 0,422

Coefficient de gonflement ( $C_g$ )..... 0,057 - 0,064

Perméabilité ( $K$ ).....  $10^{-7}$  à  $10^{-8}$  cm/s

C'est un faciès eux, moyennement compressible, pratiquement imperméable.

### ↓ Cisaillement rectiligne à la boîte type U.U

Cohésion ( $C_u$ ) ..... 0,214-0,449 bars

Angle de frottement ( $\phi_u$ )..... 05-12°

Cohésion effective ( $C'$ )..... 0,50-0,80 bars

Angle de frottement effectif ( $\phi'$ )..... 13-17°

### ↓ Compactage selon proctor normal

Teneur en eau maximale ( $W_{max}$ )..... 15,50 - 16,30 %

Densité sèche optimale ( $\gamma_{d_{opt}}$ )..... 1,482-1,644 t/m<sup>3</sup>

Densité sèche optimale à 95 % ( $\gamma_{d_{opt,95\%}}$ )..... 1,41 - 1,56 t/m<sup>3</sup>

## 3. Analyse chimique sommaire du sol

Teneur en carbonate..... 25,10-36,59 %

Teneur en insolubles..... 61,81-69,30 %

Teneur en gypses ..... traces

C'est un faciès argileux plus ou moins marneux renfermant très peu de gypses.

## Introduction

L'hydrologie est l'étude de la distribution et de la circulation de l'eau dans la nature.

Cette discipline intègre pour partie ou en totalité un certain nombre d'autres disciplines des sciences de la terre et de la vie consacrées à la science de l'eau : l'océanologie (science des océans), la météorologie (science de l'atmosphère), la glaciologie (science des glaciers), la nivologie (sciences des neiges), la potamologie (science des rivières), la limnologie (science des lacs), l'hydrogéologie (science des eaux souterraines) ; sciences dont les approches sont à la fois physiques, chimiques et biologiques.

Dans les faits, l'hydrologie s'intéresse plutôt à la partie continentale du cycle de l'eau et aux flux d'eau.

Elle étudie le cycle hydrologique sur la Terre et les eaux des continents ; les eaux superficielles et souterraines, les neiges et les glaces, de même que les processus physiques, chimiques et biologiques les concernant, leurs rapports avec le climat et avec d'autres facteurs physiques et géographiques de même que les interrelations existant entre elles ; l'érosion et la sédimentation et leurs relations avec le cycle de l'eau ; elle examine les aspects hydrologiques de l'utilisation et de la gestion des eaux ainsi que les modifications affectant les ressources en eau sous l'influence des activités de l'homme ; elle fournit une base scientifique solide à l'utilisation optimale des systèmes de ressources en eau, comprenant le transfert de connaissances concernant la planification, l'ingénierie, la gestion et les aspects économiques de l'hydrologie appliquée.

### III.1. Le bassin versant

#### III.1.1. Définition

Le bassin versant est un espace géographique dont les apports hydriques naturels sont alimentés exclusivement par les précipitations, et dont les excès en eaux ou en matières solides transportées par l'eau forment à un point unique de l'espace une embouchure ou exutoire.

#### III.1.2. Caractéristiques physico-géographiques du bassin versant

Les caractéristiques physico-géographiques (surface du bassin versant, la forme du bassin, la pente et le réseau de drainage) du bassin versant ont été déterminées sur la base de la carte de FERDJIOUA à l'échelle 1/50 000.

##### III.1.2.1. Caractéristiques géographiques du bassin versant :

La zone d'étude se situe principalement dans les hautes plaines de la wilaya de Sétif, au Nord de l'Algérie, à environ 5°48' de longitude et 36°18' de Latitude nord. Le site de la retenue projetée sur **Oued EL ABED** au Nord Est du chef-lieu de Wilaya Sétif et au Sud Est de la ville de DJEMILA.

Les coordonnées de ce site sont les suivantes :

Coordonnées du site (en Lambert) :  
 $X = 780,000 \text{ m}$   
 $Y = 339,200 \text{ m}$   
 $Z = 780,000 \text{ m, NGA}$

Cartes d'Etat-major : FERDJIOUA CARTE N° 119 (Echelle : 1 / 50 000)

Le bassin versant est montré sur le plan de situation (Figure N°:III.1)

##### III.1.2.2. Caractéristiques physiques du bassin versant

###### A- Les caractéristiques géométriques

###### 1-Superficie

Le bassin versant étant l'aire de réception des précipitations et d'alimentation des cours d'eau, les débits vont être en partie reliés à sa surface.

Par le logiciel MapInfo (Professional 9.5) sur la carte d'état-major de FERDJIOUA à l'échelle 1/50.000, la surface du bassin est

**S = 9,82 km<sup>2</sup>**

## 2-Périmètre

Il correspond à la longueur de la limite extérieure du bassin on est déterminé à l'aide de même logiciel, alors le Périmètre sera égal

$$P = 12,72\text{km}$$

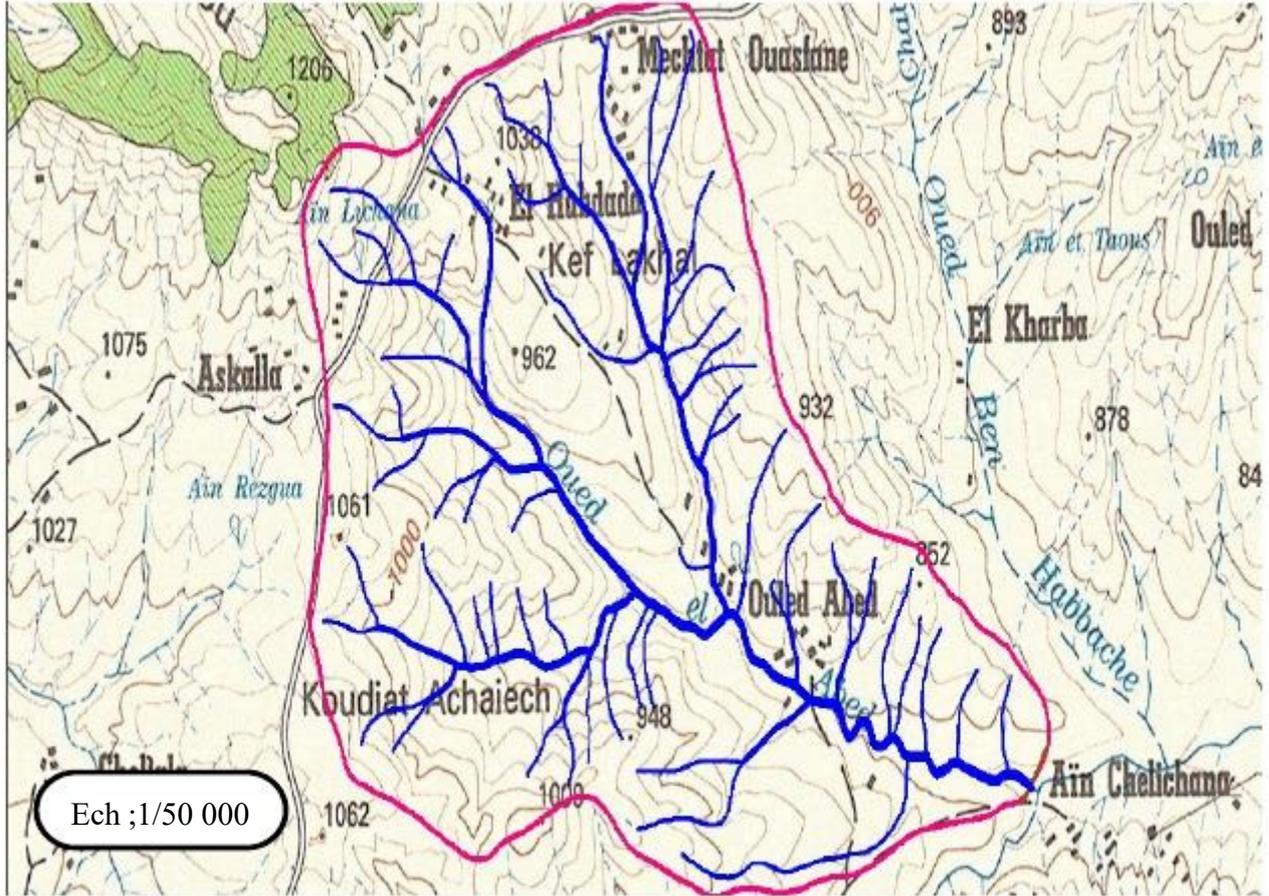


FIGURE N°III.1. BASSIN VERSANT D'OUED ELABED – DJEMILA- W.SETIF

### B- Caractéristiques hydro morphologiques :

La forme d'un bassin versant influence l'allure de l'hydrogramme à l'exutoire du bassin versant.

#### 1. Indice de compacité de Gravelius Kc :

Défini comme le rapport du périmètre du bassin au périmètre du cercle ayant la même surface, Cet indice se détermine à partir d'une carte topographique en mesurant le périmètre du bassin versant et sa surface.

$$K_c = \frac{P}{P_c} = \frac{P}{2\pi R} ; R = \sqrt{\frac{S}{\pi}} \quad P_c = 2\pi R = 2\pi \sqrt{\frac{S}{\pi}} \dots\dots (III.1)$$

$$K_C = \frac{P}{2\pi \sqrt{\frac{S}{\pi}}} = \frac{P}{2\sqrt{\pi S}} = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \dots\dots\dots(III.2)$$

P : périmètre du bassin versant (Km)

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

AN: **Kc = 1,136**

Si Kc = 1,128 => bassin ramassé

Si Kc > 1,128 => bassin allongé

Selon la valeur de Kc on pourra dire que notre bassin est de forme allongée.

**2. Coefficient d'allongement :**

Ce coefficient est obtenu par la relation suivante:

$$K_P = \frac{P^2}{S} \dots\dots\dots(III.3)$$

**Kp = 16,47**

**3. Rectangle équivalent :**

On assimile notre bassin à un rectangle défini par sa longueur "L", sa largeur "l" est la même superficie du bassin versant "S». (Figure N°III.5)

$$P = 2 * (L + l) \text{ et } S = L * l \rightarrow (1) \dots\dots\dots(III.4)$$

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

$$K_C = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \rightarrow (2) \dots\dots\dots(III.5)$$

De (1) et (2) on obtient une Equation de 2<sup>ème</sup> degré admet deux solutions L<sub>r</sub>;l<sub>r</sub> :

$$L_r = \frac{K_C \sqrt{S}}{1,128} \left( 1 + \sqrt{1 - \left( \frac{1,128}{K_C} \right)^2} \right) \dots\dots\dots(III.6)$$

$$l_r = \frac{K_C \sqrt{S}}{1,128} \left( 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{1,128}{K_C} \right)^2} \right) \dots\dots\dots(III.7)$$

Avec L<sub>r</sub> : longueur du rectangle équivalent en (Km)

l<sub>r</sub> : largeur du rectangle équivalent en (Km)

On obtient : **L<sub>r</sub> = 3,53 km** et **l<sub>r</sub> = 2,78 km**

### C. Caractéristiques hydrographiques :

Le bassin versant de l'Oued El Abed fait partie du grand bassin versant du KEBIR RHUMEL

La hiérarchie du réseau hydrographique est :

- Oued Ben Habbeche.
- Oued El Abed
- Oued Boubriben.
- Oued Bouselah
- Oued Rhumel
- Oued BouDjemila

L'oued étant l'oued **ELABED** proprement dit. Il reçoit sur son parcours plusieurs affluents. L'écoulement principal se fait du Nord-Ouest vers le Sud-Est (Figure N°III.2). Donne la limite du bassin versant et le réseau hydrographique correspondant. Il apparaît clairement que le chevelu hydrographique est assez développé, cela est attribué vraisemblablement aux fortes pentes des versants.

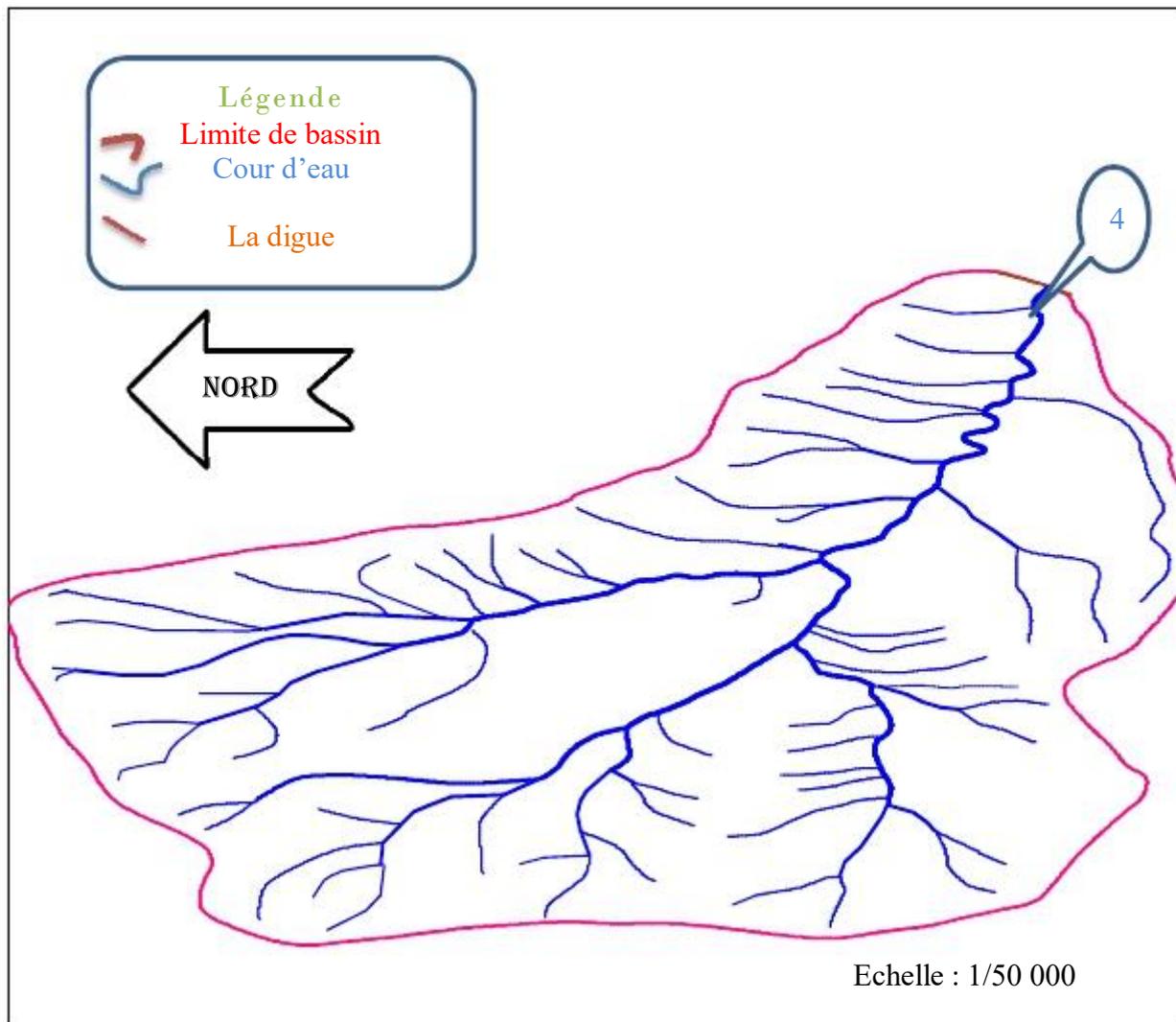


FIGURE N°III.2:RESEAU HYDROGRAPHIQUE

#### D- Le relief :

L'influence du relief sur l'écoulement se conçoit aisément, Le relief se détermine lui aussi au moyen d'indices ou des caractéristiques suivants :

- La courbe hypsométrique.
- L'altitude moyenne
- L'indice de pente globale  $I_g$ .
- L'indice de pente roche  $I_p$
- L'indice de pente moyenne du bassin versant  $I_m$

### 1. Courbe et répartition hypsométrique :

La courbe hypsométrique (figure N°III.4) 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.

Les mesures effectuées sur la carte topographique (figure N°III.3) à l'échelle 1/50000<sup>e</sup>. sont résumées dans le (tableau N°III.1)

**Tableau N°III.1 : Calcul des surfaces cumulées**

Altitude (m)	Altitude moyenne (m)	S <sub>i</sub> [Km <sup>2</sup> ]	S <sub>i</sub> [%]	S <sub>i</sub> cum [%]
1160 à 1100	1130	0,31	3,16	3,16
1100 à 1000	1050	2,35	23,93	27,09
1000 à 900	950	3,03	30,86	57,95
900 à 800	850	3,85	39,20	97,15
800 à 779	789,5	0,28	2,85	100

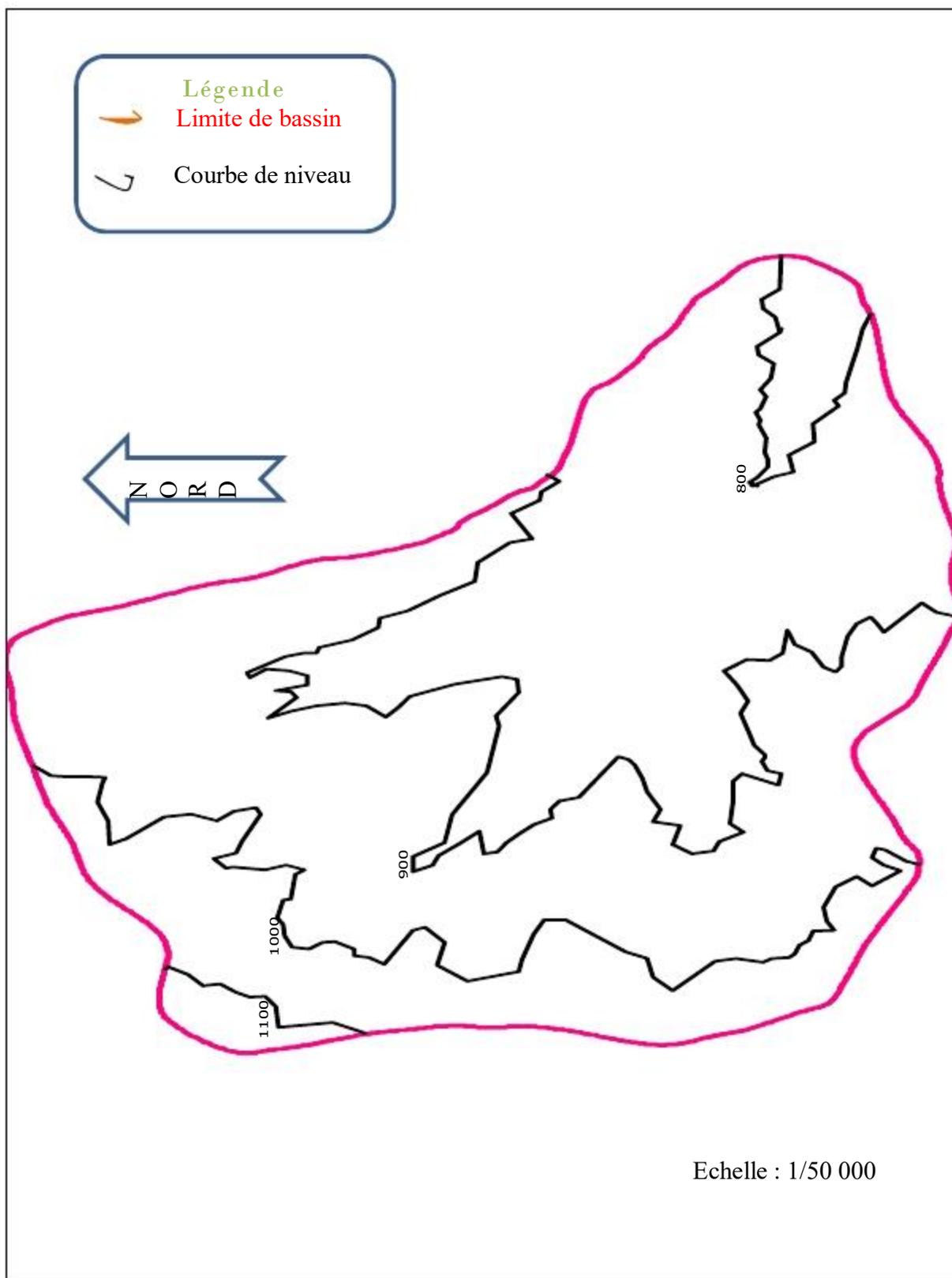


FIGURE N°III.3: TOPOGRAPHIE DE BASSIN VERSANT

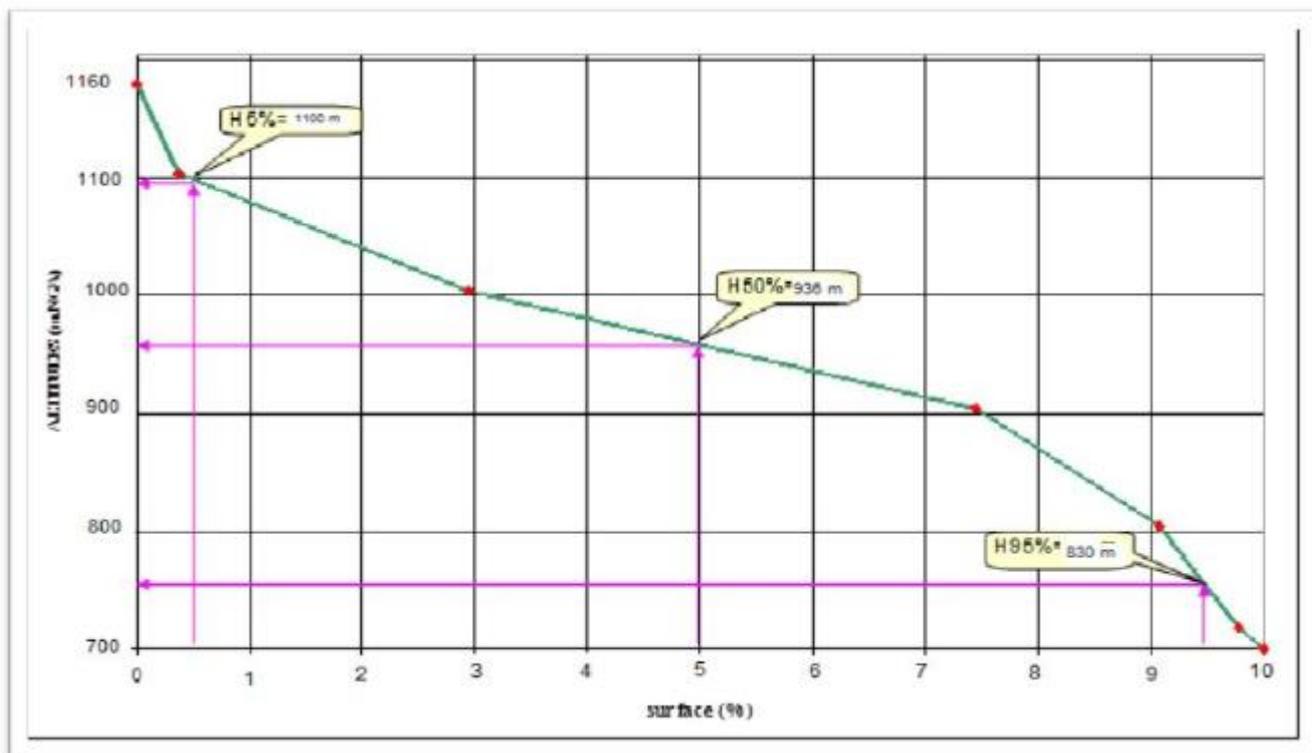


FIGURE N°III.3. COURBE HYSOMETRIQUE

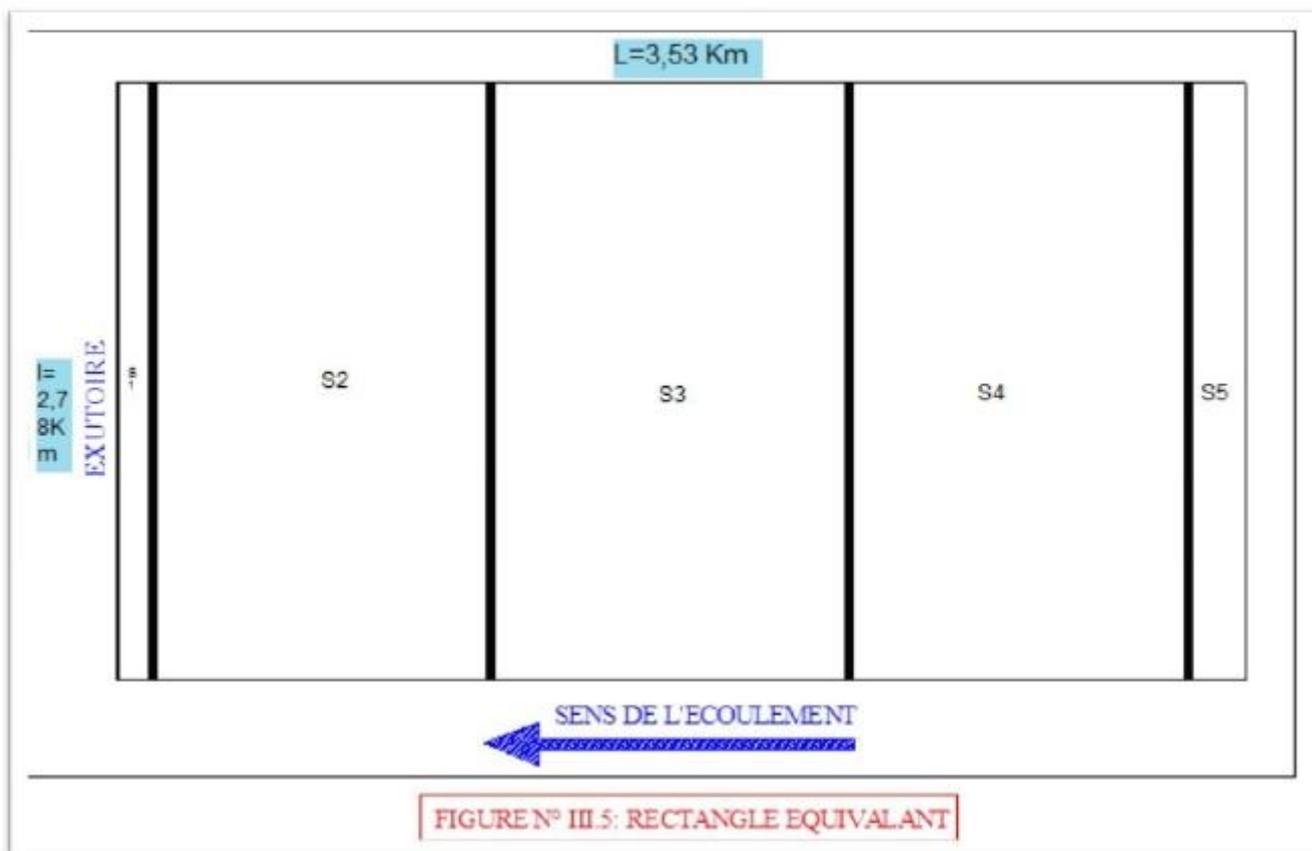


FIGURE N° III.5: RECTANGLE EQUIVALANT

## 2. Altitude moyenne du bassin versant:

Celle-ci est donnée par la formule suivante:

$$H_{moy} = \sum \frac{S_i \cdot H_i}{S_{bv}} \dots \dots \dots (III-8)$$

$$AN: \quad H_{moy} = 936 \text{ m}$$

Avec :

$S_i$  : surface partielle entre deux courbes de niveau ( $\text{Km}^2$ )

$H_i$  : Altitude moyenne entre deux courbes de niveau successive (m)

$S_{bv}$  : Superficie du bassin versant ( $\text{Km}^2$ )

## 3. les indices

Le but de ces indices est de caractériser les pentes d'un bassin versant et de permettre des comparaisons et des classifications. Les indices de pente se déterminent à partir de la connaissance de la répartition hypsométrique sur le bassin.

### □ indices de pente

#### ∫ Indice de pente de Roche $I_p$

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

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{S_i} (H_i - H_{i-1}) \dots \dots \dots (III.9)$$

L : Longueur de rectangle équivalent (m)

$S_i$  : Surface partielle correspondante (%).

$$AN: \quad I_p = 10,19$$

#### ∫ Indice de pente globale $I_g$ : (P.Dubreuil, 1974)

$$I_g = \frac{D}{L} \dots \dots \dots (III.10)$$

Ou  $D$  = Dénivelée entre  $H_{5\%}$  et  $H_{95\%}$

On prend :  $D = H_{05} - H_{95}$  pour notre bassin versant, on a donc

$$D = 1354,2 - 888,88 = 465,32 \text{ m avec ;}$$

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

L : la longueur du rectangle équivalent (km)

$$AN: \quad I_g = 74,80 \text{ m/km} \Rightarrow I_g = 7,480 \%$$

**l) Indice de pente moyenne du bassin versant  $I_m$**

Il est donné par la formule suivante :

$$I_m = \frac{\Delta H \cdot (0,5l_1 + l_2 + l_3 + \dots + 0,5l_n)}{S} \dots\dots\dots (III.11)$$

Avec :

$\Delta H$  : Dénivelée (m).

$l_i$  : Longueur de la courbe de niveau d'ordre 1,2,3....n.

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

*AN* :  $I_m = 127,65 \text{ m/km} \Rightarrow I_m = 12,76\%$

**Conclusion:**

L'indice de pente moyenne est très fort, donc on assistera à un écoulement rapide.

**E. Caractéristiques physiographiques :**

**1) Densité de drainage  $D_d$  :**

C'est le rapport entre la longueur total de tous les talwegs «  $L_i$  » du bassin versant, à la surface «  $S$  » Elle reflète la dynamique du bassin, la stabilité du chevelu hydrographique et le type de ruissellement de surface .Elle est exprimée en  $Km/Km^2$ .

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S} \dots\dots\dots (III.12)$$

Avec :

$\sum_{i=1}^n L_i$  : La longueur totale de tous les cours d'eau égale à 28,22 Km.

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

*AN* :  $D_d = 2,87 \text{ km/km}^2$

**2) Densité du thalweg élémentaire**

$$F_1 = \frac{N_1}{S} \dots\dots\dots (III.13)$$

$N_1$  : Nombre de thalwegs d'ordre 1,  $N_1 = 63$ .

$S$  : Superficie du bassin versant.

*AN* :  $F_1 = 6,41 \text{ thalweg/km}^2$

**3) Coefficient de torrentialité**

Il est défini comme étant :

$$C_t = D_d \cdot F_1 \dots\dots\dots (III.14)$$

*AN*:  $C_t = 18,40 \text{ Km}^{-3}$

↓ D'après les résultats obtenus ci-dessus, on peut conclure que le chevelu hydrographique est dense, ce qui traduit que notre bassin est bien drainé.

#### 4) Temps de concentration du bassin versant $t_c$

Le temps de concentration  $t_c$  des eaux sur un bassin versant se définit comme le maximum de durée nécessaire à une goutte d'eau pour parcourir le chemin hydrologique entre un point du bassin et l'exutoire de ce dernier.

- Formule de GIANDOTTI(1973)

$$t_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L_{cp}}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \dots\dots\dots (III.15)$$

Avec :

S : surface du bassin versant ( $\text{Km}^2$ ) ;

$L_{cp}$  : longueur de cours d'eau principal (Km) ;

$T_c$  : temps de concentrations exprimé en heure

$H_{moy}$  : altitude moyenne (m) ;

$H_{min}$  : altitude minimale (m) ;

$$AN : \quad \quad \quad t_c = 1,72 \text{ heures}$$

#### 5) Vitesse de ruissellement

On entend par ruissellement, l'écoulement par gravité à la surface du sol, suivant la pente du terrain, et dans le micro-réseau hydrographique, des eaux météoriques qui ont échappé à l'infiltration, à l'évaporation et au stockage superficiel.

Cette vitesse est déterminée par la formule suivante :

$$V_r = \frac{L}{T_c} \dots\dots\dots (III.16)$$

L : Longueur du thalweg principal (Km)

$T_c$  : Temps de concentration (h)

$$AN : \quad \quad \quad V_r = 2,04 \text{ Km/h}$$

Tableau N°III.2 : Caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant

DESIGNATION		SYMBOLE	UNITES	VALEUR
Superficie		S	km <sup>2</sup>	9,82
Périmètre		P	km	12,72
Longueur du thalweg principal		L	km	3,54
Indice de compacité		K <sub>C</sub>		1,136
Coefficient d'allongement		K <sub>P</sub>		16,47
Rectangle équivalent	longueur	L <sub>r</sub>	km	3,53
	largeur	l <sub>r</sub>	Km	2,78
Altitudes	maximale	H <sub>max</sub>	m	1160
	moyenne	H <sub>moy</sub>	m	936
	médiane	H <sub>med</sub>	m	992
	minimale	H <sub>min</sub>	m	760
Indice de pente de Roche		I <sub>P</sub>	m/Km	10,19
Indice de pente globale		I <sub>g</sub>	m/Km	83,07
Indice de pente moyenne		I <sub>m</sub>	m/Km	127,65
Densité de drainage		D <sub>d</sub>	Km/Km <sup>2</sup>	2,87
Coefficient de torrentialité		C <sub>t</sub>	Km <sup>-3</sup>	18,40
Temps de concentration		T <sub>c</sub>	h	1,72
Vitesse de ruissellement		V <sub>r</sub>	Km/h	2,04

### III.1.3. Caractéristiques climatiques du bassin versant

L'objectif de l'étude climatologique est de fournir des données concernant le climat, données nécessaires pour la conception du barrage et de ces ouvrages annexes.

Les conditions climatiques du bassin jouent un rôle capital dans le comportement hydrologique des cours d'eau. Les facteurs qui déterminent le climat sont :

La précipitation avec sa distribution dans le temps et dans l'espace, l'humidité, la température le vent qui a une influence sur l'évaporation et la transpiration

### III.1.3.1. Température

En Algérie, la présence du Sirocco, un vent chaud et sec qui vient de Sahara, est caractéristique. Les températures maximales ont pour origine ce phénomène particulier, qui est accompagné par une humidité qui s'en trouve réduite

Compte tenu du manque de stations climatologiques dans la zone du projet, on a eu recours aux observations faites à la station de Sétif.

Le tableau suivant donne les températures extrêmes (minima et maxima) et la moyenne annuelle pour les 12 mois de l'année.

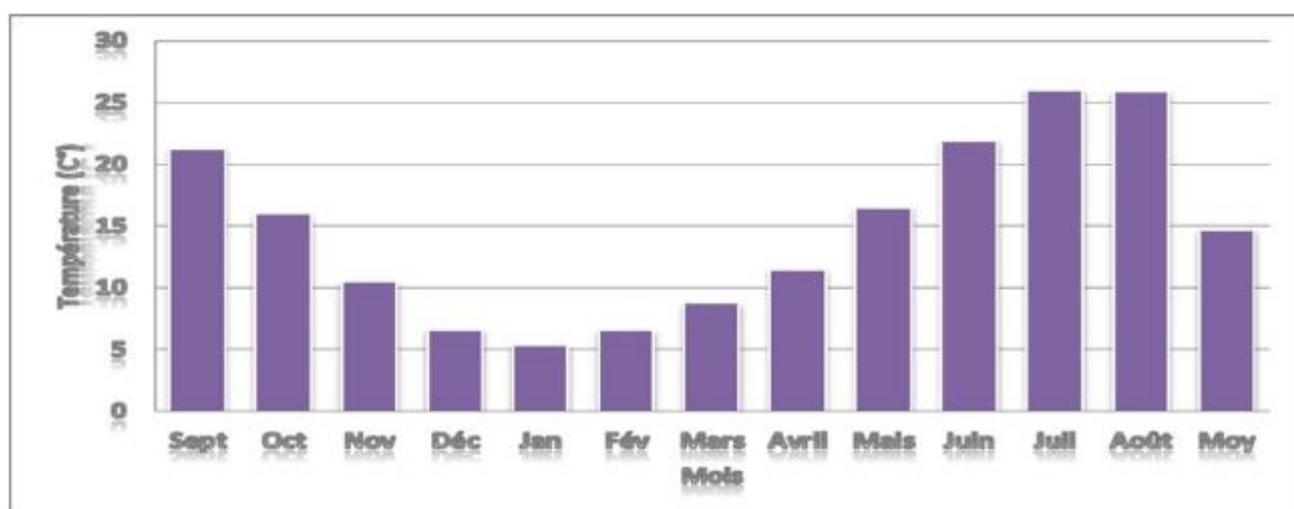
**Tableau N°III.3:** les températures extrêmes

Station de Sétif													Moyenne Annuelle
Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	JT	A	
<b>Tmin</b>	15,3	10,9	6,2	2,8	1,4	2,1	4	6,2	10,5	15,2	19	19,1	<b>9,4</b>
<b>Tmax</b>	27,3	21	14,8	10,4	9,2	11	13,5	16,8	22,4	28,6	32,9	32,7	<b>20,1</b>

Dans le Tableau ci-après sont portées les températures moyennes annuelles à la station de Sétif pour une période de 10 années.

**Tableau N°III.4:** Températures moyennes à Sétif

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	Jt	A	Moy
T °C	21,3	16	10,5	6,6	5,3	6,6	8,8	11,5	16,5	21,9	26	25,9	<b>14,7</b>



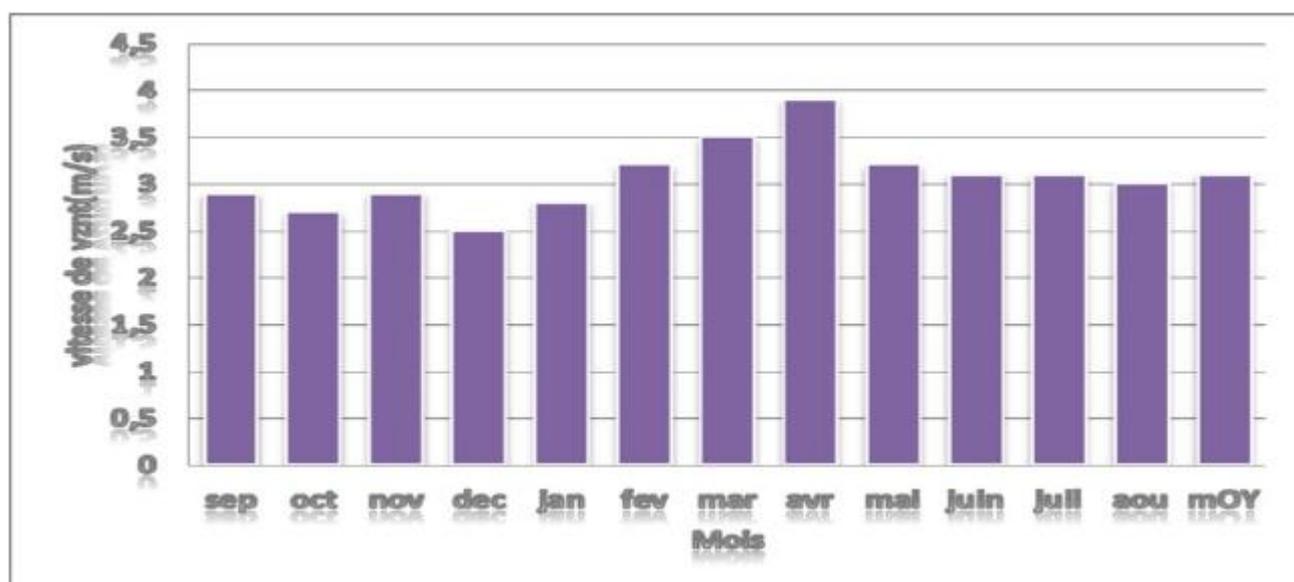
**Figure N°III.6:** REPARTITION MENSUELLE DE TEMPERATURE

### III.1.3.2. Le vent

Les vents dominants sont de secteur nord (NE 22%, N 12%, NO 27%). Les vitesses moyennes mensuelles sont de 3 m/s environ, sans grandes variations d'un mois sur l'autre (les minimales à 2,5 m/s et les maximales à 3,2 m/s) d'après les mesures de la station Sétif pour la période 1981 – 1984 (Tableau N° III.5).

**Tableau N° III.5 : Vitesse moyenne du vent en m/s – Station de Sétif**

MOIS	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUIN	JUIL	AOU	MOY
V (m/s)	2,9	2,7	2,9	2,5	2,8	3,2	3,5	3,9	3,2	3,1	3,1	3	3,1



**FIGURE N°III.7 : REPARTITION MENSUELLE DU VENT**

### III.1.3.3. Humidité relative

Dans la station de Sétif, et pour une période de 12 ans de (1990 – 2002), l'humidité se présente ainsi :

**Tableau N°III.6 : Humidité relative moyenne à Sétif (1990-2002)**

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avril	Mais	Juin	Juil	Août	Annuel
Humidité relative moyenne(%)	55	66	75	79	76	76	72	66	61	50	39	41	63

L'humidité relative moyenne est de 63%. Elle présente un maximum en Décembre (79%) et un minimum en Juillet (39 %)

L'humidité se manifeste durant sept mois dans l'année soit du mois d'octobre au mois d'avril où les valeurs sont toutes supérieures à la moyenne annuelle. Le reste de l'année, notamment la période qui coïncide avec les fortes température, l'humidité ne s'abaisse pas au-dessous de 39 %.

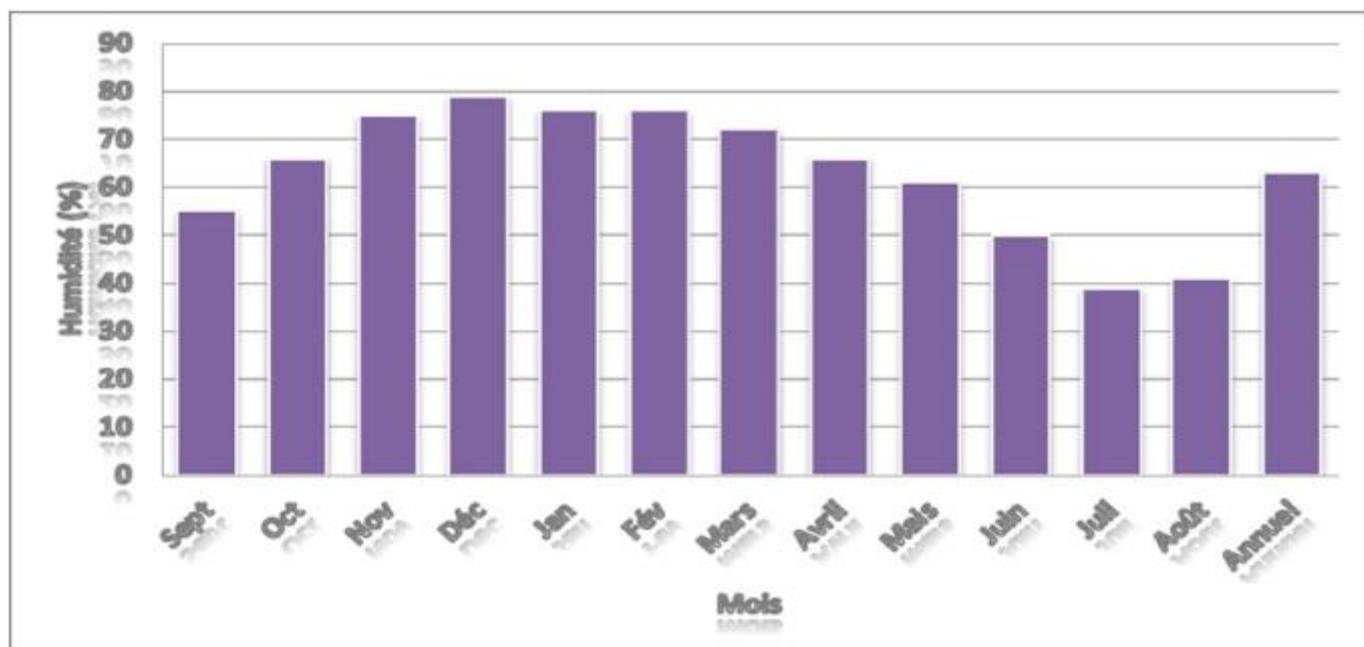


FIGURE N°III.8 : REPARTITION MENSUELLE DE L'HUMIDITE

#### III.1.3.4. Evaporation

Les données disponibles pour l'évaporation sont celles mesurées aux stations de Sétif (période 1967 - 1993).

L'évaporation moyenne annuelle retenue est donc de **1148 mm**, comme on le remarque dans le (Tableau N°III.7), Elle est minimale durant les mois d'hiver (**Janvier et Février**), alors qu'elle est maximale pour les mois d'été (**Juillet et Août**).

Tableau N° III.7 : Différentes valeurs de l'évaporation (1963/64-1992/93)

MOIS	EVAPORATIONS MOYENNE (MM)	% DE LA VALEUR ANNUELLE (MM)
Septembre	133,63	11,64
Octobre	71,98	6,27
Novembre	46,16	4,02
Décembre	28,47	2,48
Janvier	15,27	1,33
Février	27,55	2,40
Mars	61,88	5,39
Avril	73,93	6,44
Mai	107,11	9,33
Juin	160,26	13,96
Juillet	214,91	18,72
Août	206,87	18,02
Annuel	<b>1148</b>	<b>100</b>



### III.1.3.5. Précipitations

#### a. Données disponibles

La station pluviométrique de **Djemila** (code : **10 01 03**) d'une altitude de 950 m est la plus proche du site de la retenue sur oued **El Abed** dont la moyenne annuelle pluviométrique est de 447 mm, mais elle n'est plus fonctionnelle.

Aux alentours du bassin versant on a au sud-ouest la station de **Beni Fouda** (code : 10 01 06) d'une altitude de 890 m et une pluie moyenne annuelle de 480 mm mais qui est en arrêt. Au nord est la station de **Beni Ghecha** (code 10 02 02) d'une altitude de 500 m et au nord-ouest la station d'**Ain Kebira** (code : **10.01.05**) d'une altitude de 1000 m et une pluie moyenne annuelle de 665 mm.

Il y a trois (3) stations qu'on peut utiliser, la station de FERMATOU, la station de CHEBABTA (EL HAMMAM) et la station d'AIN KEBIRA

**Tableau N°III.8** : Caractéristiques des stations pluviométriques

<i>NOM DE LA STATION</i>	<i>CODE</i>	<i>X (KM)</i>	<i>Y (KM)</i>	<i>Z (M)</i>	<i>PLUIE MOY ANNUELLE (MM)</i>	<i>PJMAX (MM)</i>	<i>COEFF VARIATION DES PLUIES</i>	<i>EXPOSANT CLIMATIQUE</i>
<i>Ain el Kebira</i>	<i>100105</i>	<i>751.65</i>	<i>343.55</i>	<i>1000</i>	<i>665</i>	<i>54.4</i>	<i>Cv = 0.38</i>	<i>B = 0.27</i>
<i>FERMATOU</i>	<i>150610</i>	<i>742</i>	<i>328.6</i>	<i>1030</i>	<i>402,77</i>	<i>101</i>	<i>0,43</i>	<i>B = 0.27</i>
<i>CHEBABTA</i>	<i>100110</i>	<i>763.3</i>	<i>338.8</i>	<i>710</i>	<i>-</i>	<i>-</i>	<i>-</i>	<i>-</i>

#### b. Pour le choix on a :

Les données de la station d'Ain el KEBIRA n'est pas disponibles au niveau de l'ANRH d'Alger.

La station de CHEBABTA contient plusieurs lacunes.

La station de FERMATOU est la plus expédient.

### III.2.1. Répartition de la pluie moyenne dans l'année

Le tableau (III.9) reproduit les valeurs des pluies moyennes mensuelles, ainsi que leur répartition dans l'année :

**Tableau N°III.9:** Distribution moyenne mensuelle des pluies à FERMATOU

Mois	Sep	oct	nov	Déc	jan	fév	mar	avr	mai	juin	juil	Août	Pan (mm)
Moy	30,05	31,54	38,55	55,94	51,15	48,86	47,24	36,45	33,67	13,21	8,06	8,18	<b>402,77</b>
%	7,46	7,83	9,57	13,89	12,7	12,13	11,73	9,05	8,36	3,28	2,00	2,03	<b>100</b>

Nous remarquerons que les lames précipitées durant les mois de Novembre à Avril sont à peu près de même ordre de grandeur et représente environ 80 % du total pluviométrique annuel néanmoins, on note une pointe en décembre.

### III.2.2. Estimation des pluies journalières maximales

Les pluies maximales journalières de rares fréquences sont des pluies génératrices des crues d'importants débits, contre lesquels il faut protéger l'ouvrage.

On peut considérer que la station de **FERMATOU (15.06.10)** est représentative de l'ensemble du bassin versant d'oued **ELABED** et peut être utilisé pour établir une chronologie de pluies sur ce bassin pour les raisons suivantes :

L'altitude de la station de **FERMATOU (1030 NGA)** est comparable à l'altitude médiane du bassin d'oued **ELABED (992 NGA)** et que cette station dispose d'une longue série d'observation (Nombre d'année observées = 42année) voir l'annexe 1.

Contrairement à la station de **HAMMAM** qui contient des lacunes et aussi une altitude (710 NGA) un peu bas par rapport à l'altitude médiane de notre bassin

Pour notre étude on passe par les étapes suivantes ;

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

L'étude fréquentielle des pluies journalières maximales a pour but l'estimation des valeurs limites atteintes pendant une période de retour donnée.

Ceci nous ramène à chercher la loi d'ajustement la mieux adaptée à la distribution des pluies.

**Tableau N°III.10 : Caractéristiques de la série avec N=42ans**

CARACTERISTIQUES	FORMULES	VALEURS
LA SOMME DES P <sub>MAX J</sub> EN (MM)	$\sum_{i=1}^{N=42} X_i$	1465,9MM
la moyenne des P <sub>max j</sub> en ( mm)	$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{n=42} X_i}{n}$	34,90mm
L'écart type « $\sigma_x$ » ; Pour n > 30 ans	$\sigma_x = \left[ \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{42} (X_i - 34,90)^2}{42}} \right]$	14.96 mm
Coefficient de variation « Cv » :	$C_V = \frac{\sigma}{\bar{X}}$	0,43
L'exposant climatique :	$b=0.27$	

**Remarque :**

L'exposant climatique pour notre région (b=0.27) est donné par l'ARNH de SETIF.

**III.3.Les précipitations maximales journalières**

**III.3.1.Choix de la loi d'ajustement**

Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométrique, l'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de la loi de probabilité, de la taille de l'échantillon et de certaines caractéristiques de l'échantillon. Toutefois, de nombreuses études comparatives, autant empiriques que théoriques, ont été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une méthode d'estimation est la plus efficace pour une loi donnée.

Dans notre étude on va utiliser les trois lois suivantes :

- 1) la loi de GUMBEL.
- 2) la loi de GALTON (log-normal2).
- 3) la loi de GEV

**III.3.2.Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL**

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

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \dots\dots\dots (III.17)$$

Tel que :  $y = a (x - x_0)$

Avec :

$1/a$  : la pente de la droite de GUMBEL

$y$  : variable réduite de GUMBEL

$x$  : précipitation maximale journalière (mm)

$x_0$  : ordonnée à l'origine en (mm)

On peut écrire :  $y = - \ln (- \ln (F (x)))$

Avant de procéder à l'ajustement il faut suivre les étapes suivantes :

- ♥ classer les valeurs des précipitations par ordre croissant avec attribution d'un rang 1, 2,3.....n.
- ♥ calculer pour chaque valeur de précipitation la fréquence expérimentale par la formule de HAZEN.

$$F ( x ) = \frac{m - 0.5}{n} \dots\dots\dots(III.18)$$

$m$  : rang de précipitation

$n$  : nombre d'observations (42)

- calculer la variable réduite de GUMBEL donnée par la formule suivante :

$$y = - \ln (- \ln (F(x)))$$

- calculer les paramètres d'ajustement « a » et «  $x_0$  »
- représenter graphiquement les couples  $(x_i, y_i)$  sur papier GUMBEL

### } Calcul des paramètres de l'ajustement de la loi de GUMBEL

La droite de GUMBEL est donnée par la formule :

$$x=(1/a)y + x_0\dots\dots\dots(III.19)$$

Avec :

$(1 / a)$  : la pente de la droite de GUMBEL

$$\frac{1}{a} = \left( \frac{\sqrt{6}}{\pi} \right) \sigma_x = (0,78)(14.96) = 11,67mm$$

et  $x_0$  représente l'ordonnée à l'origine

$$x_0 = \bar{x} - \frac{1}{a} \bar{Y}_i \dots\dots\dots(III.20)$$

$N = 42$

$$\frac{\sum_{i=1}^N Y_i}{N} = 0,570 \text{ mm}$$

$$x_0 = 34,9 - (11,67) \cdot (0,57) = 28,25$$

Donc la droite de GUMBEL devient :

$$x = 11,67 y + 28,25$$

$$P_{max,j,p\%} = 11,67 y + 28,25$$

Les résultats des ajustements par la loi de « GUMBEL » des pluies maximales journalières a été fait par le logiciel **Hyfran** pour les différentes périodes de retour sont donnés dans le tableau N°III.11.

Le tracé des droites est représenté sur papier GUMBEL comme la figure N°III.9.

**Tableau N°III.11** : Résultat de l’ajustement a la loi de Gumbel

PERIODE DE RETOUR (ANS)	PROBABILITE (Q)	XT EN MM	ECART TYPE	INTERVALLE DE CONFIANCE
10000	0.9999	113	10.8	91.7-134
2000	0.9990	98.3	8.28	80.5-116
1000	0.9995	92.0	9.05	75.7-108
200	0.9950	77.3	6.51	33.3-90.1
100	0.9900	70.9	5.76	59.7-82.2
50	0.9800	64.6	5.01	54.8-74.4
20	0.9500	56.1	4.02	48.2-64
10	0.9000	49.5	3.28	43.1-56

**III.3.3.Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON (log-normale)**

Le procédé d’ajustement est identique à celui établi pour la loi de Gumbel, seul la représentation graphique change ou elle est faite sur du papier log-normale, comme le montre la figure N°III.10.

La loi de GALTON a une fonction de répartition qui s’exprime selon la formule suivante :

$$F ( X ) = \frac{1}{\sqrt{2 \Pi}} \int_u^{+\infty} e^{-\frac{1}{2}u^2} du \dots\dots\dots(III.21)$$

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

L’équation de la droite de GALTON est la suivante :

$$\text{Log } x(p \%) = \overline{\text{Log}x} + \text{Log } u(p \%)$$

$$\text{Log}X = \frac{\sum_{i=1}^{433} \overline{\text{Log}Xi}}{N} \dots\dots\dots (III.22)$$

Les résultats de l'ajustement par la loi de Log- Normal « Galton » sont résumés dans le tableau N°III.12.

Le tracé des droites est représenté sur papier normal comme le Figure N°III.10.

**Tableau N°III.12 : Résultat de l'ajustement à la loi de Galton.**

PERIODE DE RETOUR (ANS)	PROBABILITE (Q)	XT EN MM	ECART TYPE	INTERVALLE DE CONFIANCE
10000	0.9999	120	18.4	83.8 - 156
2000	0.9995	103	14.3	75.3 - 131
1000	0.9990	96.2	12.6	71.5- 121
200	0.9950	80.4	9.10	62.5- 98.2
100	0.9900	73.7	7.73	58.5- 88.8
50	0.98000	67.0	6.43	43.8- 79.6
20	0.9500	58.0	4.84	48.5- 67.6
10	0.9000	51.1	3.74	54.4- 58.4

### III.3.4.La loi GEV (distribution des valeurs extrêmes généralisées)

La distribution des valeurs extrêmes généralisées est la synthèse de trois fonctions de distribution que l'on a souvent employées en hydrologie, cette distribution à trois paramètres fonction de distribution de la loi de GEV s'écrit :

$$F(x) = 1 - \frac{1}{1 + \frac{(x - \mu)^{\delta}}{\sigma}}$$

**Tableau N°III.13.Résultats d'ajustement à la loi de GEV**

Période de retour	fréquence	Valeurs théoriques	écart type	Intervalle de confiance
T(ans)	Q	XT	$\delta$	95(%)
10000	0.9999	258	174	N/D
2000	0.9995	180	92.1	N/D
1000	0.9990	154	68.5	N/D
200	0.9950	107	32.0	N/D
100	0.9900	90.6	22.2	N/D
50	0.9800	76.8	14.8	47.7 – 106
20	0.9500	61.3	8.25	45.1 - 77.5
10	0.9000	51.2	5.07	41.3 - 61.2

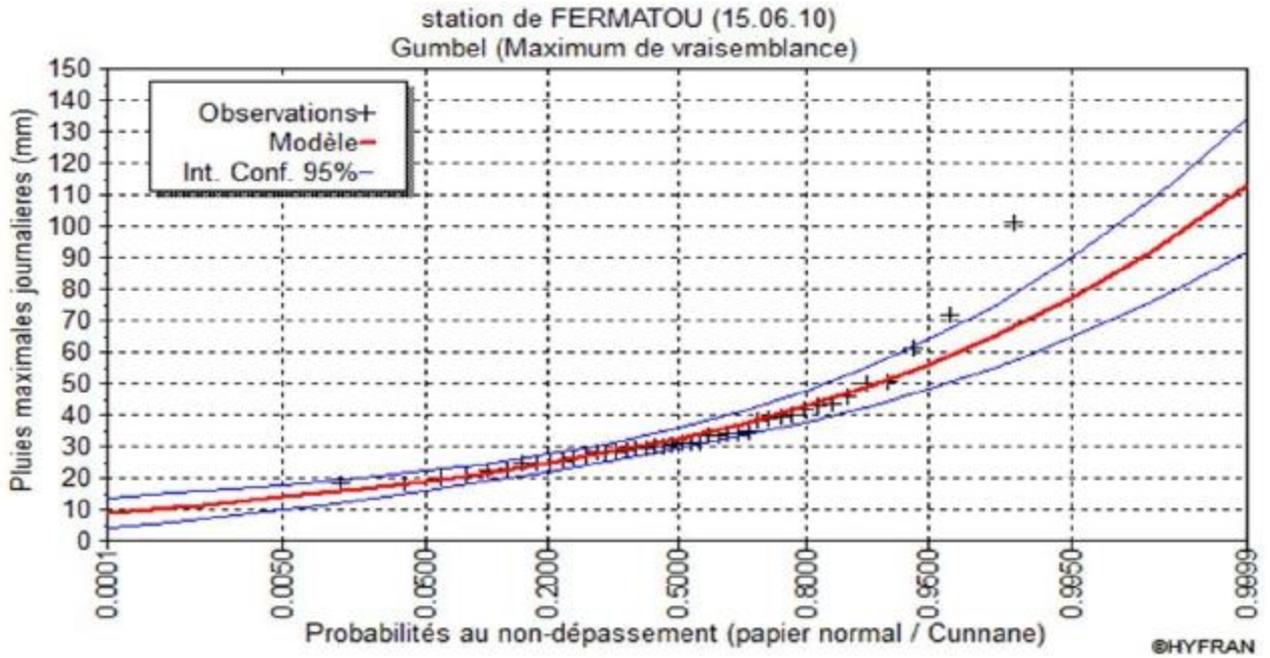


FIGURE N° III.9: Représentation graphique de l’ajustement à loi de Gumbel

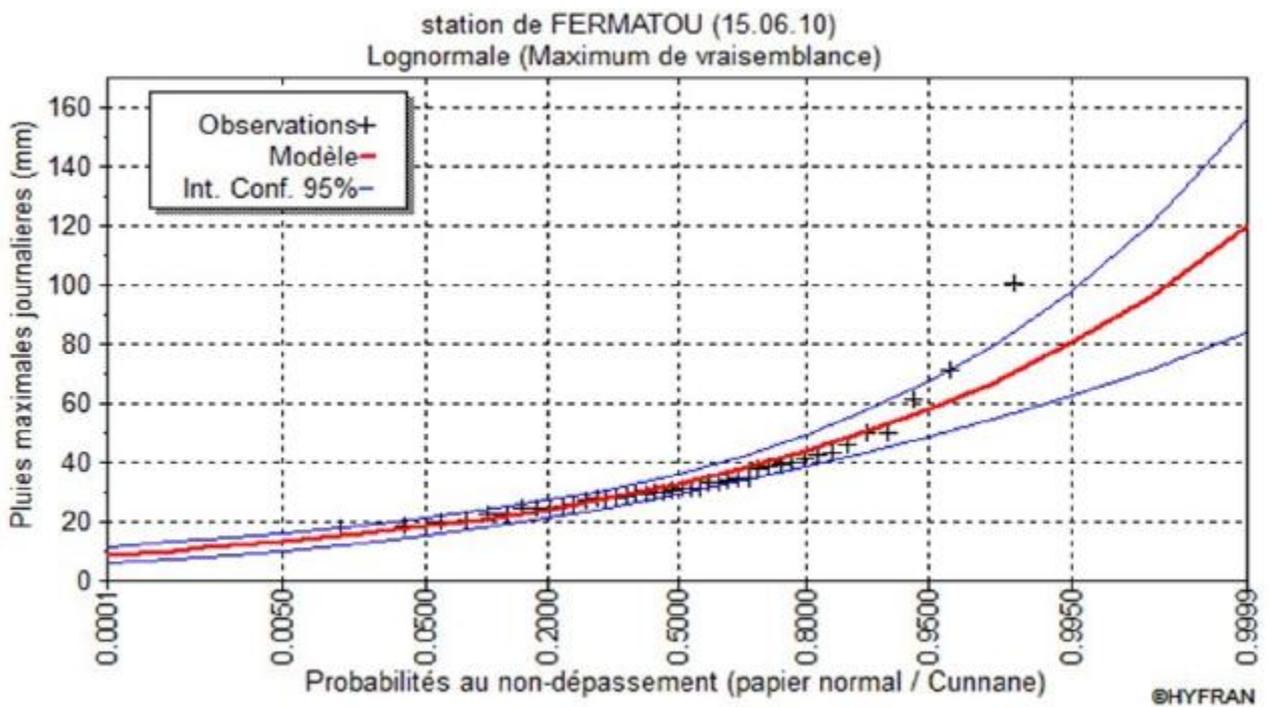


FIGURE N° III.10: Représentation graphique de l’ajustement à loi de Galton

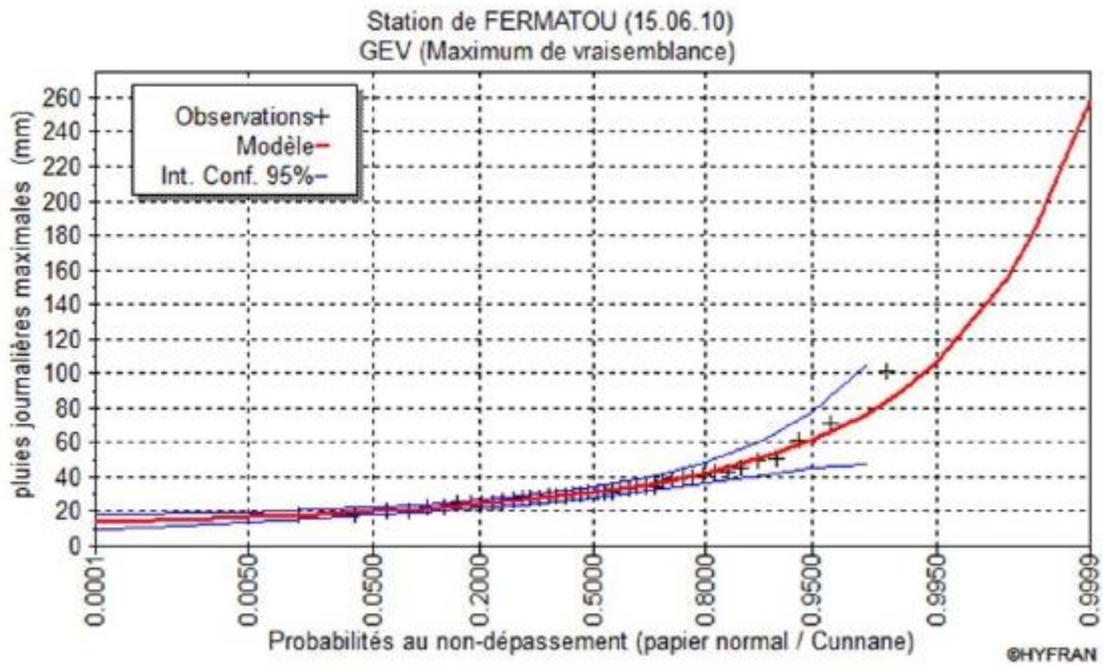


Figure.III.11.Représentation graphique de l’ajustement à la loi de GEV

**Conclusion finale :** d’après les résultats d’ajustement représenté sous forme des courbes et des tableaux on peut accepter aisément l’ajustement à une loi de **GEV**.

**Tableau N°III.14 :** Les pluies maximales journalières fréquentielle

<b>PERIODE DE RETOUR (ANS)</b>	1000	100	50	20	10
<b>Fréquence</b>	0,999	0.99	0.98	0.95	0.90
<b>P<sub>max j</sub> (mm)</b>	154	90.6	51.2	61.3	76.8

### III.3.5. Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités (courbes IDF)

Pour une période donnée (24 h) et une fréquence donnée, on peut estimer les pluies de courtes durées par la loi de BODY.

$$P_t = P_{\max j} (T/24)^b \quad (\text{mm}) \dots \dots \dots \quad (\text{III.23})$$

$P_t$  : Pluie de courte durée de même fréquence que  $P_{\max j}$  % (mm).

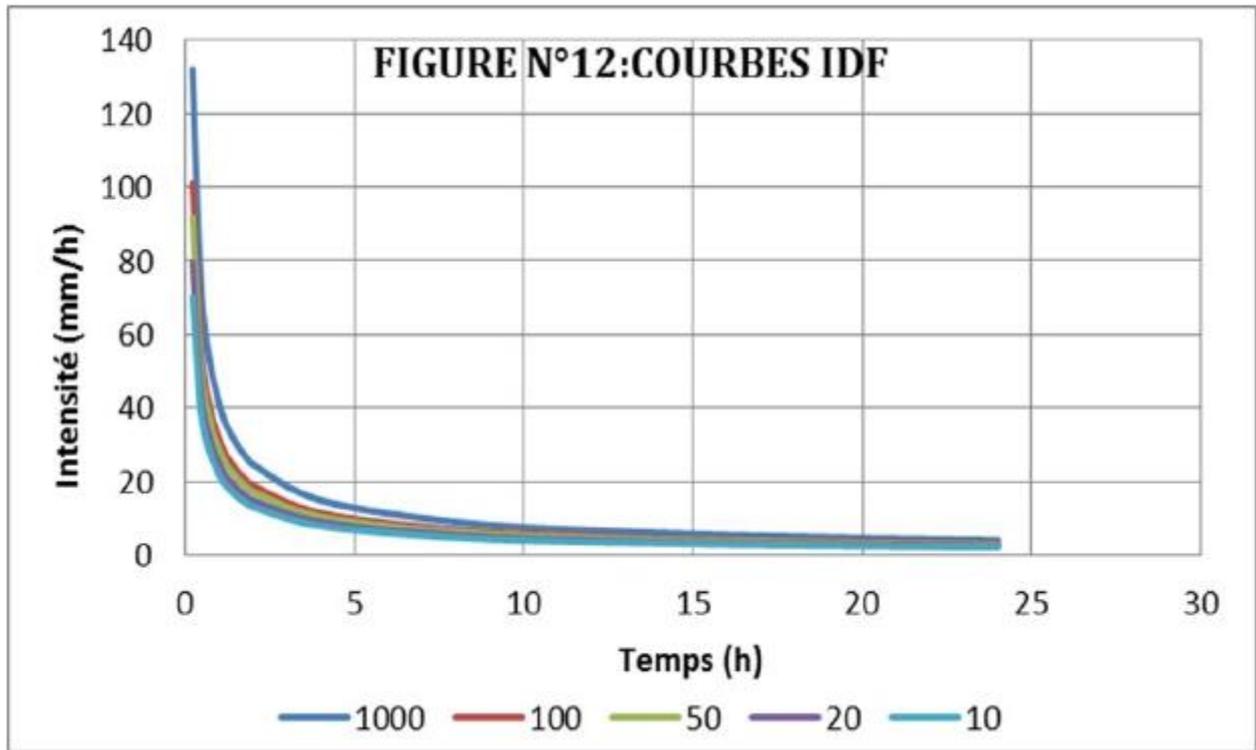
$P_{\max j}$  : Pluie maximale journalière pour une fréquence donnée (mm).

$t$ : Temps en heures.

$b$  : Exposant climatique (pour notre région  $b = 0.27$ ).

L'intensité des pluies  $I_t = \frac{P_{tc}}{t}$

Les résultats de calcul de  $P_{tc}$  et  $I_t$  sont donnés dans l'ANEXE N°2.



**III.3.6 Etudes des apports**

**III.3.6.1. Estimation de l'apport moyen annuel (A<sub>0</sub>)**

Compte tenu de l'absence de station hydrométrique dans le bassin versant et dans la région d'étude, les apports liquides sont déterminés par le biais des formules empiriques valables pour le Nord de l'Algérie

**a) Formule de l'A.N.R.H :**

On a :

$$A_{moy} = 0.915 \cdot P^{2.684} \cdot S^{0.842} \dots\dots\dots (III.24)$$

P : Pluie moyenne annuelle [m]

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

AN:  $A_0 = 0,54 H m^3$

**b) Formule de Mallet – Gauthier :**

$$L_e = 0,6 \cdot P_{moy} (1 - 10^{-0,36 \cdot P_{moy}}) \dots\dots\dots (III.25)$$

P<sub>moy</sub> : Pluie moyenne annuelle en [m] ;

L<sub>e</sub> : Lame d'eau écoulee en [m].

A.N:  $L_e = 30,40 \text{ mm} \quad A_0 = 0.30 H m^3$

c) **Formule de SAMIE :**

$$Le = P_{02} (293 - 2.2 \sqrt{S}) \dots \dots \dots (III.26)$$

Le = 46,41 mm

A<sub>0</sub> = Le. S

**Soit :** **A<sub>0</sub>=0,46 Hm<sup>3</sup>**

d) **Formule MAGHRIBINE:**

Elle a été établie d’après des études faites sur des retenues collinaires de l’Afrique du nord et elle s’écrit comme suit:

$$A_0 = C_e \cdot P_0 \cdot S \dots \dots \dots (III.27)$$

C<sub>e</sub> : le coefficient de l’écoulement. C<sub>e</sub>=0.154

AN : **A<sub>0</sub> = 0.61 Hm<sup>3</sup>**

e) **Formule de Derie II :**

On a: **A<sub>0</sub> = 0.513. P<sup>2.603</sup>. Dd<sup>0.5</sup>. S<sup>0.842</sup> \dots \dots \dots (III.28)**

P : Pluie moyenne annuelle (mm).

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

Dd : Densité de drainage (Km/Km<sup>2</sup>)

AN: **A<sub>0</sub> = 0,513.402.77<sup>2,683</sup>.2.87<sup>0,5</sup>.9.82<sup>0,842</sup> = 0,59 Hm<sup>3</sup>**

**A<sub>0</sub> = 0, 59 Hm<sup>3</sup>**

$$Le = \frac{A_0}{S} = 277.2mm \dots \dots \dots Le=59.06 mm$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau (III.15) ci-après.

**Tableau N°III.15. Récapitulatif des résultats de A<sub>0</sub>**

FORMULE	A <sub>0</sub> (M M <sup>3</sup> )
ANRH	<b>0,54</b>
MAGHRIBINE	0,61
SAMIE	0,46
Derie II	0,59
Mallet – Gauthier	0,3

**Conclusion :**

Vu les résultats des différentes formules qui varient d’une méthode à une autre. Nous allons choisir une valeur commode et moyenne, c’est-à-dire la valeur donnée par la formule d’ANRH.

### III.3.6.2 Caractéristiques de l'écoulement

#### 1. Module de l'écoulement

On a :  $Me = Amoy / T \dots\dots\dots (III.29)$

$Amoy$  : Apport moyen annuel (l/an).

$T$  : Temps d'une année en secondes  $T = 3.1536.10^7$  s

AN :  $Me = 17,12$  l/s

#### 2. Module de l'écoulement relatif

On a :  $M_0 = Me / S_{bv} \dots\dots\dots (III.30)$

$Me$  : Module de l'écoulement (l/s)

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

AN :  $M_0 = 1,74$  l/s/ $Km^2$

#### 3. Lamé d'eau écoulée

$Le = Amoy / S_{BV} \dots\dots\dots (III.31)$

AN :  $Le = 54,99$  mm

#### 4. Coefficient de l'écoulement

Il est donné par :  $Ce = Le / P_{moy} \dots\dots\dots (III.32)$

AN :  $Ce = 0.136$

#### 5. Coefficient de variation

Pour le calcul du coefficient de variation  $Cv$ , et en absence d'une série d'observation, on doit utiliser les formules empiriques.

##### A. Formule de SOKOLOVSKY

On a :

$Cv = a - 0,063 \log_{10} (S + 1) \dots\dots\dots (III.33)$

Avec :

$a = 0,78 - 0,29 \log_{10} (M_0) \dots\dots\dots (III.34)$

$Me$  : Module de l'écoulement relatif [ $l/s/km^2$ ].

$S$  : Superficie du bassin [ $Km^2$ ]

A.N :  $a = 0,78 - 0,29 \log_{10} (1,74) = 0,71$      $Cv = 0,71 - (0,063 \log_{10} (9.82 + 1)) = 0,64$

$Cv = 0.64$

**B. Formule d'ANTONOV**

$$Cv = 0.7 / (S + 1000)^{0.097} \dots\dots\dots (III.35)$$

Avec : S : Superficie du bassin en [km<sup>2</sup>].

**AN** **Cv=0.36**

**C. Formule de KRISTEKLY MENKEL**

$$Cv = 0.83 / (S^{0.06} \cdot M^{0.27}) \dots\dots\dots(III.36)$$

Avec : M<sub>0</sub>: module de l'écoulement relatif

**AN :** **Cv = 0.62**

**D. Formule Algérienne de N.N PADOUM:**

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

$$Cv=0.93 K / M^{0.23} \dots\dots\dots(III.37)$$

Avec : K : coefficient de réduction K= (0.25-1.00) on prend K=0.55

M<sub>0</sub> : module spécifique du bassin versant en (l/s/km<sup>2</sup>).

**AN :** **Cv = 0.45**

**Tableau N°III.16: Récapitulatif des Cv**

LA FORMULE	LE COEFFICIENT DE VARIATION CV
SOKOLOVSKI	0.64
ANTONOV	0.36
KRISTEKLY MENKEL	0.62
Algérienne de N.N PADOUM	<b>0.45</b>

On opte pour la formule Algérienne de N.N. PADOUM, car elle nous donne une valeur de coefficient de variation plus proche de la moyenne, c'est-à-dire que Cv = 0,45

**III.4. Irrégularité des apports**

**III.4.1.Estimation fréquentielle des apports**

L'estimation fréquentielle des apports peut être envisagée par l'application d'une loi Log Normale (Loi de Galton) qui est donnée comme suit :

$$A\% = \frac{Ao}{\sqrt{Cv^2 + 1}} e^{\mu \sqrt{\ln(CV + 1)}} \dots\dots\dots (III.38)$$

A% : Apport de fréquence donnée.

$\mu$  : Variable réduite de Gauss.

A<sub>0</sub> : Apport moyen annuel (Hm<sup>3</sup>).

C<sub>v</sub> : Coefficient de variation.

$$A\% = \frac{0,54}{\sqrt{0,51^2 + 1}} e^{\mu \sqrt{\ln(0,51 + 1)}} \dots\dots\dots (III.39)$$

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau N°III.17.

**Tableau N°III.17: les apports fréquents**

PERIODE DERETOUR(ANS)	5/4	10	20	50	100	1000
Fréquence P (%)	80	10	5	2	1	0,1
variable de Gauss	-0,84145	1,28229	1,64308	2,05046	2,32723	3,15954
Apport (Mm <sup>3</sup> )	0,29	1,04	1,30	1,67	1,97	3,28

La répartition mensuelle de l'apport moyen annuel suit la même répartition mensuelle des précipitations ; on a : A<sub>80%</sub>= 0,29Mm<sup>3</sup>

Remplissage garanti de 8 années sur 10.

**III.4.2.Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel:**

La répartition mensuelle de l'apport moyen annuel suit la même répartition mensuelle des précipitations ; on a donc :

**Tableau N°III.18: Répartition mensuelle des apports**

MOIS	SEP	OCT	NOV	DEC.	JAN	FEV	MARS	AVR	MAI	JUIN	JUIL	AOU
Pluies mens (%)	7,46	7,83	9,57	13,89	12,7	12,13	11,73	9,05	8,36	3,28	2,00	2,03
A(Mm <sup>3</sup> )	0,040	0,042	0,057	0,075	0,069	0,066	0,063	0,049	0,045	0,018	0,011	0,040
A <sub>80%</sub> (Mm <sup>3</sup> )	0,022	0,023	0,028	0,040	0,037	0,035	0,034	0,026	0,024	0,010	0,006	0,027

### III.5. Etude des crues:

Les crues sont des écoulements variables dans lesquelles les débits atteignent des valeurs importantes. La fréquence centennale (1%) est retenue pour le calcul de la crue de projet pour des raisons de sécurité et d'économie.

Pour des cas particuliers ou des biens d'équipements importants qui sont localisés à l'aval. Le choix d'une fréquence plus rare n'est pas exclu.

L'estimation des crues révèle une grande importance pour la sécurité de l'ouvrage à implanter.

Les paramètres définissant une crue sont :

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

Pour la détermination du débit de pointe probable de la crue des différentes périodes de retour, différentes formules empiriques ont été sélectionnées pour le calcul à cause d'absence des données.

#### III.5.1. Le choix du débit maximum de crue

Le choix du débit maximum d'une crue en absence des données hydrométriques de l'oued ELABED fait appel aux formules empiriques pour l'estimer, et vu les valeurs bien distinctes obtenues par les différentes formules, une étude comparative entre notre bassin et celui de la station **KOUDIA TENDART (100208)**.

#### III.5.2. Etude hydrométrique de la station de **KOUDIA TENDART (100208)**

La station hydrométrique de **KOUDIA TENDART** qu'on peut utiliser donne une série des débits favorable pour une étude hydrométrique, la série hydrométrique est présentée dans l'ANEXE N°3:

#### III.5.3. Formules empiriques pour la détermination de la crue

##### a. Formule de Mallet – Gauthier

Dans leur étude sur les problèmes de l'eau en Algérie, ils ont établi une formule exprimant le débit maximum de crue en fonction des précipitations, de la surface du bassin versant et d'un coefficient K caractéristiques géographique et climatique du bassin versant.

$$Q_{p\%} = 2.3 \cdot \log(1 + 20 \cdot P) \cdot \sqrt{1 + 4 \log P - \log P} \dots \dots \dots (III. 40)$$

- \*  $K$  : constante comprise entre 1-3 on, prend (1,5)
- \*  $H$  : Précipitation moyenne annuelle en  $m$
- \*  $S$  : Surface du bassin versant en  $Km^2$
- \*  $L$  : Longueur du talweg principale en  $Km$
- \*  $T$  : Période de retour
- \*  $A$  : Paramètre du bassin varie entre 20 et 30, on prend (25)

**b. Formule de Turazza**

Cette formule utilise l'intensité moyenne maximale de précipitations déterminées sur un intervalle de référence égal au temps de concentration du bassin versant.

$$Q_{p\%} = \frac{I_{p\%} \cdot S}{3.6} \dots \dots \dots (III. 41)$$

- \*  $S$  : Surface du bassin versant
- \*  $I_{p\%}$  : Intensité moyenne maximale des précipitations pendant une durée égale au temps de concentration en mm/h. Ce paramètre est calculé dans le TABLEAU 4.15
- \*  $C$  : coefficient de ruissellement de la crue considérée pour une probabilité  $P\%$

**Tableau N°III.19. Valeurs du coefficient de ruissellement C**

Fréquence %	0.1	1	2	5	10	20
Période de retour	1000	100	50	20	10	5
C	0.9	0.8	0.75	0.7	0.65	0.6

Formule de Sokolovsky

Le débit maximum probable est donné par la formule suivante :

$$Q_{max,p\%} = 0,28 \frac{(X_{p\%/tc} - H_0) \cdot \alpha_{p\%} \cdot S \cdot f}{t_m = t_c}$$

$\alpha_{p\%}$  : coefficient de ruissellement pour la crue probable

$$\alpha_{p\%} = \frac{\sqrt{X_{tc}} - \sqrt{H_0}}{\sqrt{X_{tc} + H_0}} \dots\dots\dots(III.43)$$

$S$  : Surface du bassin versant en Km<sup>2</sup>

$f$  : Coefficient de forme de la crue

$T_c$  : Temps de concentration du bassin versant en h

$X_{p\%, tc}$  : précipitation en mm, de probabilité  $p\%$  correspondant à un temps  $t_c$ .

$H_0$  : la perte d'eau initiale. Au nord d'Algérie  $H_0 = (7-14)$  mm

$0.28$  : coefficient de changement d'unité

Le coefficient de forme de la crue peut être calculé par la formule :

$$f = \frac{12}{4 + 3\gamma} \dots\dots\dots(III.44)$$

Pour  $S \leq 50 \text{ km}^2$  on a  $\gamma = 3$

- Pour des petits bassins non boisés, sol peu perméable, on a  $\gamma = 2 \div 2.5$
- Pour bassin boisés, sol perméable on a  $\gamma = 3 \div 4$
- Dans notre cas ( $\gamma=3$ )
- Donc ( $f=0.92$ )
- on prend  $H_0=7$  mm.

#### d. formule de MEDDI (ENSH, 1992)

Cette formule tient compte de plusieurs paramètres du bassin versant, elle est donnée par l'expression suivante :

$$\begin{aligned} \text{LOG } Q_{p\%} = & 3 \cdot 10^{-4} \cdot X + 0.64 \text{ LOG } Y + 0.67 \text{ LOG } P_{p\%} + 0.19 \text{ LOG } T - 0.013 \cdot (H_{\max} - H_{\min}) / S^{2/3} + 0.06 \text{ LTP} \\ & + 0.28 \text{ DDR} - 1.62 \dots\dots\dots(III.45) \end{aligned}$$

Avec :

$P\%$  : Pluie maximale journalière fréquentielle en mm.

$Q\%$  : Débit maximum fréquentiel en  $m^3/s$ .

$S$  : surface du bassin en  $Km^2$ .

$DDR$  : Densité de drainage en  $Km/Km^2$ .

$LPT$  : Longueur du talweg principale en Km.

$H_{max}$  : Altitude maximale en m.

$H_{min}$  : Altitude minimale en m.

$X, Y$  : coordonnées géographiques de la station hydrométrique.

$T$  : Période de retour en année.

A noter que tous les variables ont subi des transformations afin de les linéariser.

### III.5.4. Ajustement de la série des débits max

Pour l'ajustement de notre série on a choisi la loi de distribution Gamma qui s'adapte mieux avec notre série de débits.

Les résultats de l'ajustement et les formules empiriques sont résumés dans le tableau ci-après :

**Tableau N°III.20.** Valeurs d'ajustement et les formules empiriques de station de KOUDIA TANDDART

ST KOUDIA TANDART					résultats d'ajustement à la loi Gamma		
PdR	mallet -gautier	MEDDI	TURAZZA	Sokolovsky	Q	$\delta$	Int-conf(95%)
1000	250,957526	502,34526	363,627738	723,62728	444	105	239 -648
100	198,967141	440,022067	297,677283	641,752681	335	70.4	197 -473
50	180,405938	361,724808	259,882673	523,782901	301	60.2	183 -419
20	152,439453	267,526718	193,72822	413,678291	254	46.9	162 -346

### Conclusion

D'après les résultats de cette étude comparative, on trouve que les deux formules de (MEDDI et TURAZZA) donnent les résultats les plus proches du débit réel, mais la formule de MEDDI a été développée pour le territoire Algérien, en plus la formule de TURAZZA élaborée dans une région qui est une zone climatique complètement différente de celle du Grand-Maghreb, d'où on choisit le débit maximum de la formule de **MEDDI**.

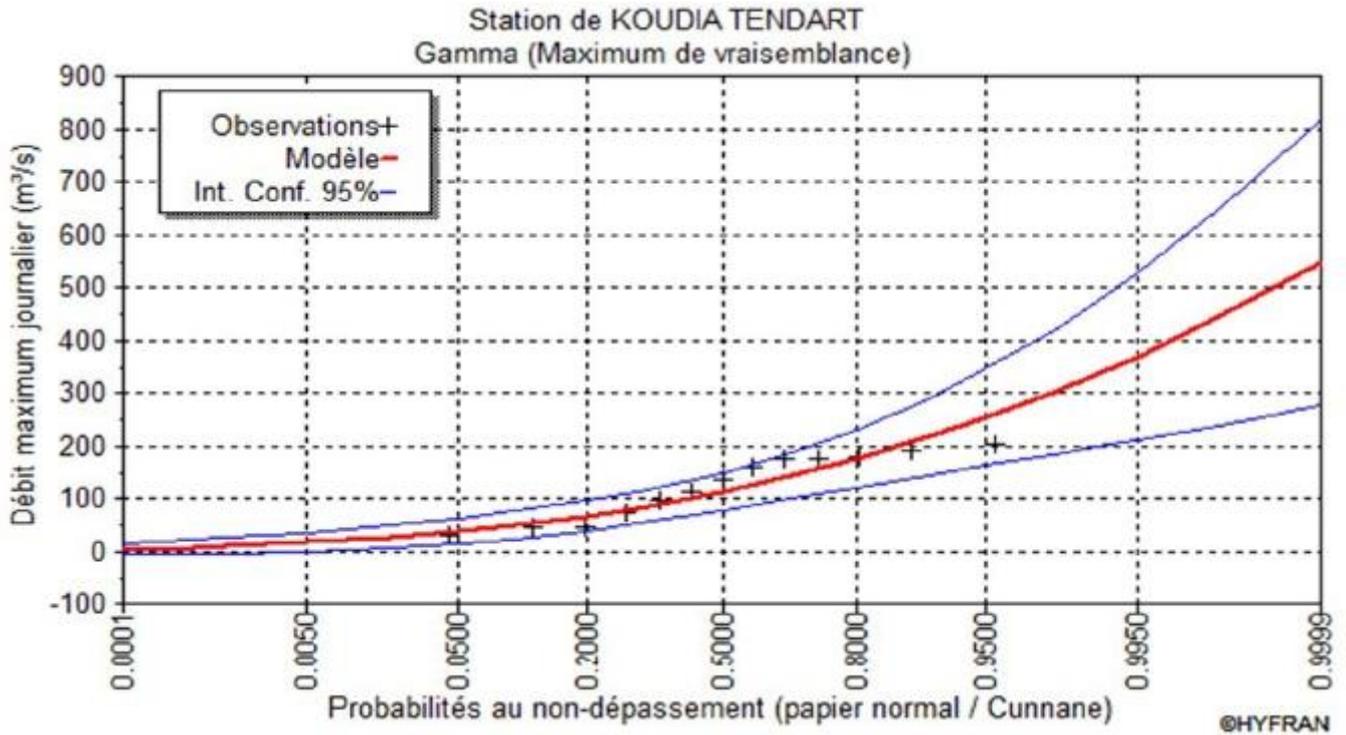


Figure.III.13.Représentation graphique de l’ajustement à la loi Gamma

↓ Test d'adéquation: Gamma (Maximum de vraisemblance)

**-Hypothèses**

H0 : L'échantillon provient d'une loi Gamma

H1 : L'échantillon ne provient pas d'une loi Gamma

**-Résultats**

Résultat de la statistique :  $\chi^2 = 2.00$

p-value  $p = 0.3679$

Degrés de liberté : 2

Nombre de classes : 5

**-Conclusion :** Nous pouvons accepter H0 au niveau de signification de 5 %

Tableau N°III.21.Valeurs des débits des formules empiriques de station d’Oued ELABED

BV Oued ALAB				
PdR	mallet -gauc	MEDDI	TURAZZ	Sokolovs
1000	96,300547	158,7585	121,2435	174,82736
100	78,641980	102,5031	92,6457	118,98273
50	72,488681	89,85484	85,2833	101,72653
20	63,44508	75,49756	66,9283	72,827635

**Conclusion final**

Le débit de crue choisi est celle de MEDDI avec une Période De Retour 100ans

### III.5.5. Hydrogramme de crue

L'hydrogramme de crue est une identité de la crue, il nous donne les caractéristiques principales de la crue tel que:

- ⊗ Le volume de la crue.
- ⊗ La durée de la crue.
- ⊗ Le débit maximum de la crue (débit de pointe).

Pour le tracer de l'hydrogramme de crue, on doit suivre la méthode de Sokolovski qui divise l'hydrogramme en deux parties non symétriques, une est calculée à partir du temps de montée et l'autre à partir du temps de la décrue.

#### a) Pour le temps de montée:

$$Q_{\text{montée}} = Q_{\text{max}} \left( \frac{T}{T_m} \right)^2 \dots\dots\dots(\text{III.46})$$

$T_m = T_c = 1,72h$  : Temps de montée ;(Selon SOKOLOVSKY).

#### b) Pour la décrue:

$$Q_{\text{déc.}} = Q_{\text{max}} \left( \frac{T_d - T}{T_d} \right)^3 \dots\dots\dots(\text{III.47})$$

Avec:  $T_d = \delta T_m$  (Sokolovski)

$T_d = 3,44h$

$\delta$  : Coefficient dépendant des caractéristiques du bassin versant ,il est pris en général compris entre (2 — 4) , celui-ci est fonction du cours d'eau (longueur), de la perméabilité et du boisement du bassin ,on prend  $\delta = 2,5$ .

**Tableau N°III.22 : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue  $\delta$ .**

CONDITION	$\Delta$
petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants dénudés et faiblement perméables.	2 à 2,5
petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants brisés ou perméables, moyens cours d'eau avec terrasses de lit majeur normales.	3 à 4
Grands et moyens cours d'eau avec des terrasses de débordements étendues.	4 à 7

Les résultats de calcul des débits de la crue pour les différentes périodes de retour (1000; 100; 50 ; 20) Dans, sont donnés dans le tableau N°III.23.

**Tableau III.23:** Débits fréquentielles pour construction l'hydrogramme de crue

Temps (h)	Qmax (0,1%)	Qmax (1%)	Qmax (2%)	Qmax (5%)
0	0	0	0	0
0,20	2,15	1,39	1,21	1,02
0,40	8,59	5,54	4,86	4,08
0,60	19,32	12,47	10,93	9,19
0,80	34,35	22,17	19,44	16,33
1,00	53,66	34,65	30,37	25,52
1,20	77,28	49,89	43,73	36,74
1,40	105,18	67,91	59,53	50,01
1,60	137,38	88,70	77,75	65,32
1,80	173,87	112,26	98,40	82,68
2,20	29,97	19,35	16,96	14,25
2,80	15,19	9,81	8,60	7,22
3,20	8,70	5,62	4,92	4,14
3,60	4,39	2,83	2,48	2,09
4,00	1,80	1,16	1,02	0,86
4,50	0,33	0,21	0,19	0,16
5,16	0,00	0,00	0,00	0,00

→ L'hydrogramme de crues est représenté ci-après.

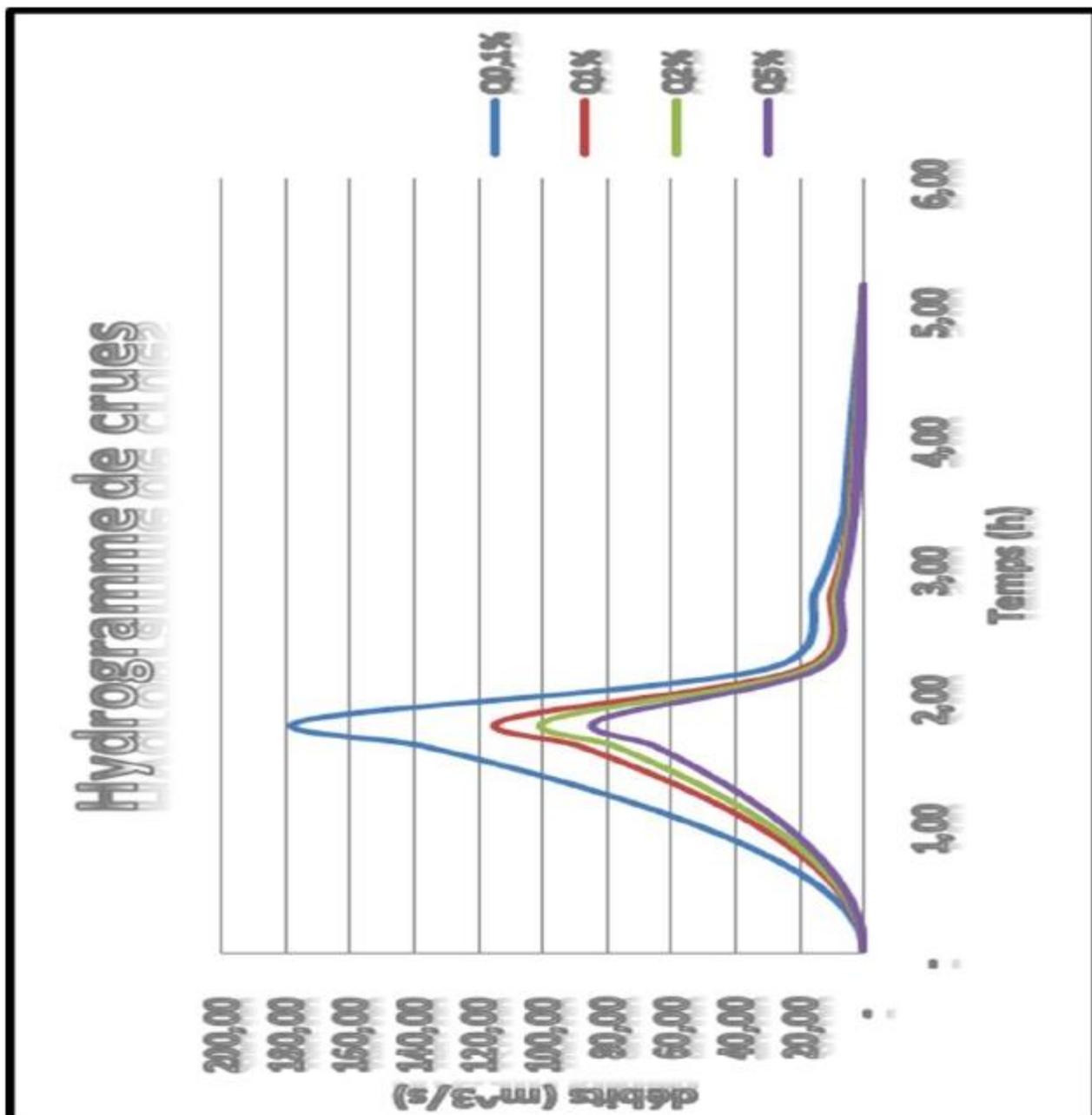


FIGURE N°:III.14: HYDROGRAMME DES CRUES

### III.5.6. Estimation de la crue de projet

La crue de projet est la crue de plus faible fréquence entrant dans la retenue. Elle est prise en compte pour déterminer le niveau des plus hautes eaux. Donc la hauteur du barrage, et pour le dimensionnement de l'évacuateur de crues, en intégrant les possibilités du laminage. Souvent la crue de projet considérée est la crue du débit de pointe maximal, mais il n'est pas toujours certain que cette crue soit la plus défavorable pour le calcul de l'évacuateur de crues ; une crue moins pointue, mais plus étalée pourrait être plus défavorable. La période de retour minimale préconisée pour cette crue est comprise entre (100 et 1000 ans).

Le choix de la période de retour dépend du risque induit par la rupture du barrage. Cependant le risque global est lié aussi à la vulnérabilité de la vallée en aval (occupation de la zone susceptible d'être inondée en cas de rupture). Lorsque le barrage intéresse la sécurité publique la période de retour ne devra en aucun cas être inférieure à 1000 ans.

L'estimation de la crue de projet résulte non seulement de l'influence des facteurs hydrologiques sur le projet lui-même et du coût de l'ouvrage, mais également du risque potentiel de rupture du barrage sur la vie des personnes et sur les pertes économiques résultant de cette rupture.

Autrement dit, il s'agit de chercher un compromis optimum entre l'aspect économique de la construction et les risques en cours à l'aval. On se reporte alors, aux recommandations du comité national Australien des grands barrages.

Plusieurs comités et écoles ont données des recommandations pour le choix de la crue de projet, on site :

- ◆ Le comité national Australien des grands barrages (CNAGB).
- ◆ Le C.T.G.R.E.F.

Il existe plusieurs méthodes pour la détermination de la crue de projet tel que :

- ◆ Méthode du GRADEX (gradient exponentiel).
- ◆ Méthode PMP-PMF (pluie maximum probable-débits maximum probable).

Le comité Australien des grands barrages donne les recommandations suivantes :

**Tableau N°III.24 : Catégories des dommages résultant des crues.**

Dommmages élevés	Dommmages importants	Dommmages faibles
Pertes de vie envisagées en raison de la fréquence de la population ou d'autre centre d'activité à l'aval.	Pas de pertes de vies envisagées mais la possibilité existe toutefois. Pas de développement urbain et nombre limité d'édifices à l'aval.	Pas de pertes de vies envisagées.
Pertes économiques considérables (dommmages à des entreprises industrielles, commerciales ou agricoles, des édifices publics et des centres d'habitation, dommmage au barrage lui-même et à d'autres réservoirs à l'aval).	Pertes économiques appréciables. Dommmages à des édifices publics importants, au barrage lui-même et à d'autres réservoirs à l'aval.	Pertes économiques minimales. Bâtiments agricoles, terres et chemin vicinaux.
Le barrage est essentiel à l'activité économique et les réparations ne sont pas possibles.	Réparation possible du barrage. Disponibilité des sources de secours pour la fourniture en eau	Réparation du barrage possible, pertes indirectes faibles.

**Tableau N°III.25 : Crues de projet recommandé.**

Catégorie des dommages	Crue de projet recommandé
Elevés : - perte de vie - dommages considérables	1/100000 à 1/10000
Importants : - pas de pertes de vies - dommages importants	1/10000 à 1/1000
Faibles : - pas de perte de vies - dommages légers	1/1000 à 1/100

Pour la détermination de la crue de projet on doit tenir compte des caractéristiques géologiques et hydrologiques du bassin versant (précipitations superficielle–perméabilité...)

📌 On doit calculer l'indice global "Ig" qui est lié à tous ces paramètres tel que :

$$I_g = I_a \times I_d \times I_r .$$

I<sub>a</sub>: représente la somme des indices mineurs (intensité des crues et les difficultés topographiques).

I<sub>d</sub> : représente la somme des indices des difficultés géologiques et géotechniques).

I<sub>r</sub> : représente les risques.

📌 **SI :**

1/ Le risque est faible ( $I_g = 1$ ), on dimensionne l'évacuateur de crues pour une crue centennale.

2/ Le risqué est moyen ( $I_g = 2$ ), on dimensionne pour la crue centennale avec vérification avec la crue cinq centennale et parfois millénaire.

3/ Le risqué est élevé, la plus petite crue de dimensionnement ne doit en aucun cas être inférieure à la crue millénaire.

**Tableau N°III.26 : Choix de la crue de projet.**

LE RISQUE	RISQUE FAIBLE	RISQUE MOYEN (MODERE)	RISQUE IMPORTANT
Hydrologie	Bonne connaissance	Connaissance moyennes	Incertitude
Géologie et géotechnique	Peu ou pas de difficulté	Quelques difficultés	Difficiles
Risque ou non de rupture	Faible	Moyen	Important
La crue de projet	$Q_{max}(1\%)+revanche$	$Q_{max} (1\%) +revanche$ majorée avec vérification pour $Q_{max} (0.1\%)$ et $Q_{max} (0.2\%)$	$Q_{max} (0.1\%)$

Pour notre cas, on peut considérer que les difficultés géologiques et géotechniques sont faibles, les connaissances hydrologiques paraissent moyennes et que le risque en aval n'est pas élevé (site

éloigné des zones urbaines- volume d'emmagasinement relativement faible), donc on accepte un risque moyen ( $I_g = 2$ ) et on opte pour la crue centennale :

$$D'où \quad Q=102,5 \text{ m}^3/\text{s}$$

### III.5.7. Apport solide et l'estimation de volume mort

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

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

La dynamique des matériaux arrachés au sol et transportés par la raison d'écoulement dépend essentiellement de la vitesse d'écoulement et de granulométrie. L'eau trouve la puissance nécessaire pour ce transport dans la perte de charge qu'elle subit. Le champ d'exploitation de vitesse varie tout au long du profil de l'oued d'amont en aval

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

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

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

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

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

#### III.5.7.1. Formules empiriques :

##### a) Formule de TIXERONT:

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

$$T_s = \alpha \cdot L^{0.15} \dots \dots \dots (III.48)$$

Avec :

$T_s$  : le transport solide en ( $t/Km^2/an$ ).

$L_0$  : la lame écoulée en (mm).

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

Soit :  $T_s=638,43 \text{ t/Km}^2/\text{an}$ .

✦ **Formule de MEDDI (1998)**

Cette formule nous donne directement le volume du transport solide de notre oued par l'expression suivante :

$$D_s = 3754.03 Q_1^{-0.34} S^{-0.142} \dots\dots\dots (III.49)$$

Avec :

Q<sub>1</sub> : Le débit de l'oued en m<sup>3</sup>/s.

S : surface du bassin en Km<sup>2</sup>.

D<sub>s</sub> : le transport solide en (T/an/km<sup>2</sup>).

**Soit : D<sub>s</sub> = 500,45 t/Km<sup>2</sup>/an.**

**III.5.7.2. Calcul du volume mort**

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

Il existe plusieurs formules pour le calcul de ce dernier :

**1. Méthode liée à l'érosion spécifique (la plus simple)**

Le volume est donné par la formule suivante :

$$V_m = \frac{T_s \cdot T \cdot S}{\gamma_s} \dots\dots\dots (III.50)$$

T : Durée de vie du barrage (30 ans);

γ<sub>s</sub> : Poids spécifique des sédiments (1,6 t/m<sup>3</sup>);

S : Surface du bassin versant 9,82Km<sup>2</sup>

D'où **V<sub>m</sub> = 92145 m<sup>3</sup>** Pour 30 ans d'exploitation.

**2. Formule de TIXERONT :**

Le volume mort est estimé à :  $V_m = (1.05 - 1.10) \frac{Q_s T}{\delta_s} \text{ (m}^3\text{)} \dots\dots\dots (III.51)$

Q<sub>s</sub> : Le débit solide (t/an)

δ<sub>s</sub> : Poids spécifique de la vase humide (δ<sub>s</sub> = 1.6 t/m<sup>3</sup>).

$$Q_s = T_s \cdot S.$$

S : Superficie du bassin versant.

**AN : Q<sub>s</sub> = 4911,42 t/an**

T : Délai de service ; T = 30 ans.

D'où :  $V_m = 101360 \text{ m}^3$

**Conclusion :** D'après les résultats trouvés on opte une valeur du volume mort égale à  $101360 \text{ m}^3$

Pour 30 ans d'exploitation.

### III.6. Régularisation des débits

L'objectif de l'étude de régularisation est d'établir la capacité de la retenue d'Oued ELABED, de façon à ce que la régularisation des apports de l'Oued soit optimum.

La retenue étant destinée à l'irrigation des terres limitrophes.

Il y a deux types de régularisation sont utilisés:

- \* La régularisation saisonnière.
- \* La régularisation interannuelle.

Pour cette étude, on a effectué une régularisation saisonnière puisque les apports sont supérieurs à la demande.

Les paramètres qu'on doit avoir pour pouvoir faire le calcul de la régularisation sont :

- \* La répartition mensuelle de la demande en eau d'irrigation.
- \* La répartition mensuelle de l'apport (A 80%  $\text{Hm}^3$ ).
- \* La répartition mensuelle des infiltrations et d'évaporation.
- \* Les courbes caractéristiques de la retenue Figure N°III.15.

#### III.6.1. Répartition des besoins

Le but d'utilisation de la retenue collinaire sur Oued ELABED est de satisfaire les besoins agricoles. Dans ce cas, la répartition mensuelle des besoins étant supposée suivre une loi agricole simplifiée utilisée souvent au Nord de l'Algérie.

La répartition des besoins est comme suit :

Tableau N°III.27 : Répartition mensuelle des besoins.

MOIS	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUI	JUIL	AOU
Besoin en (%)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	32,07	37,36	30,18
$U_{\text{irr}} (\text{Mm}^3)$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,085	0,1	0,08

**III.6.2. Répartition mensuelle de l'apport A<sub>80%</sub> (Hm<sup>3</sup>):**

Les distributions moyennes mensuelles de l'apport moyen annuel et de l'apport correspondant à la fréquence de 80 % sur **oued ELABED** sont portées dans le tableau suivant :

**Tableau N°III.28 : Répartition mensuelle des apports**

MOIS	SEP	OCT	NOV	DEC.	JAN	FEV	MARS	AVR	MAI	JUIN	JUIL	AOU
Pluies mens(%)	7,46	7,83	9,57	13,89	12,7	12,13	11,73	9,05	8,36	3,28	2,00	2,03
A(Mm <sup>3</sup> )	0,040	0,042	0,057	0,075	0,069	0,066	0,063	0,049	0,045	0,018	0,011	0,040
A <sub>80%</sub> (Mm <sup>3</sup> )	0,022	0,023	0,028	0,040	0,037	0,035	0,034	0,026	0,024	0,010	0,006	0,027

**III.6.3. Courbes « Hauteurs –Capacités -Surface »**

L'établissement du plan d'eau en courbe de niveau donne, d'une part les variations du volume de la retenue en fonction de la côte de la retenue normale et d'autre part la variation de la surface submergée de la retenue en fonction de la côte du plan d'eau, ce qui permettra de calculer les pertes par évaporation.

La cote minimale relevée est de 778.00m et la cote maximale de 805.00m, soit hauteur près de 27mètres.

L'approximation des volumes a été fait selon l'expression :  $\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \Delta H$  ..... (III.51)

$\Delta V_1 = \frac{2}{3} \cdot S_1 \cdot \Delta H$

S<sub>i</sub> : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H<sub>i</sub> en m<sup>2</sup>

S<sub>i+1</sub> : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H<sub>i+1</sub> en m<sup>2</sup>

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

ΔV<sub>i</sub> : Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveau successives (m<sup>3</sup>)

les caractéristiques topographiques de la retenue donne a partir de l'annexe N°4.

**Remarque :**

$\Delta V_1 = \frac{2}{3} \cdot S_1 \cdot \Delta H = \frac{2}{3} \cdot 0,3423 \cdot 1 = 0,002282 \text{Mm}^3$ .

La représentation graphique des courbes topographiques et volumétriques est dans la Figure N°III.15

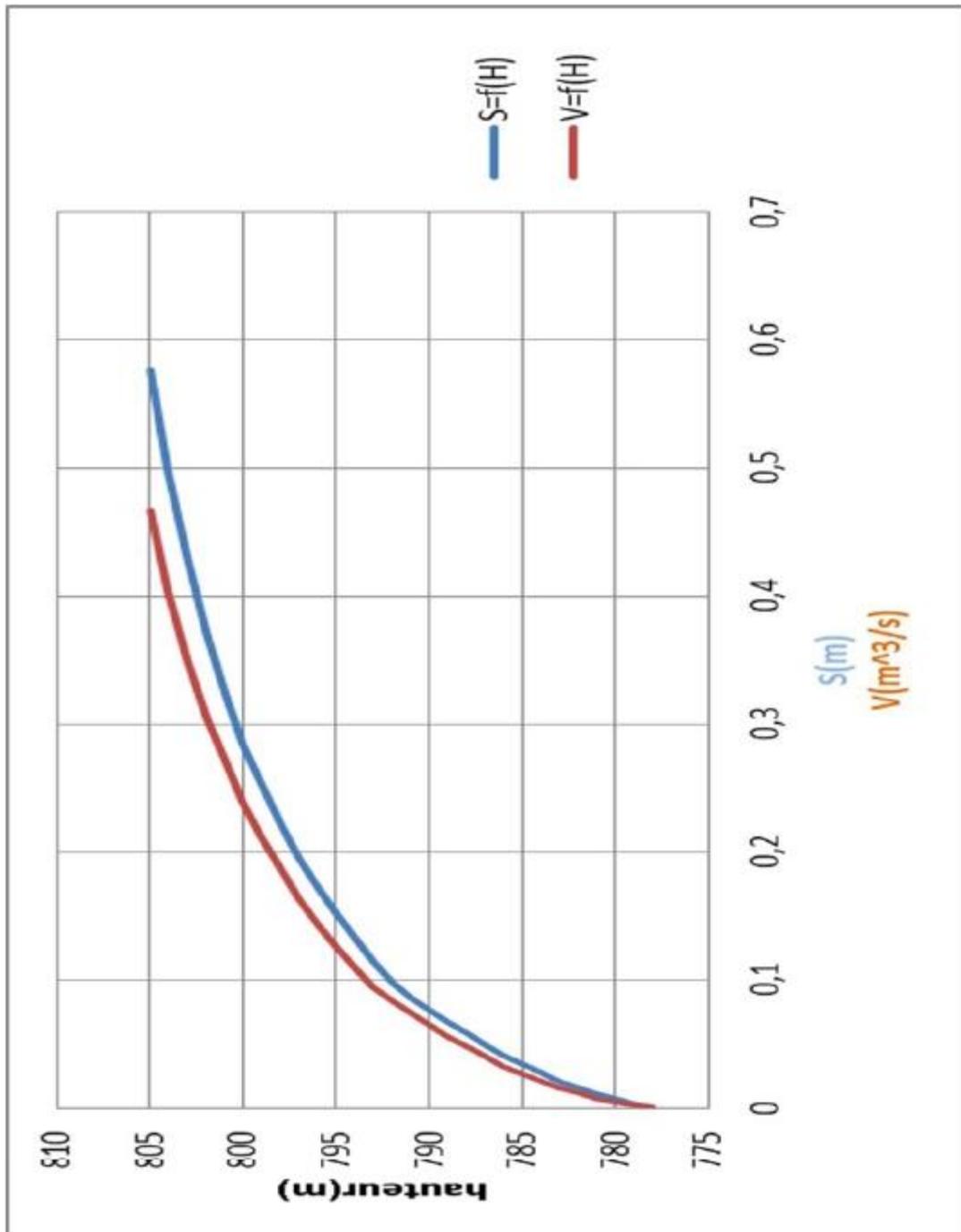


Figure III.15: Courbes Capacité-Surface-Hauteur

#### III.6.4. Calcul du volume utile

Pour calculer le volume utile de la retenue on a besoin de :

- ⊗ L'apport annuel  $A_{80\%}$ .
- ⊗ La consommation totale.
- ⊗ Le volume mort de la retenue.

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

**a) Procédé de calcul:**

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

La période à bonne hydraulité est celle du mois de Septembre jusqu'au mois d'avril.

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

**III.6.4.1 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes**

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière sont donnés dans l'annexe N°5

$$V_s = 0,193 \text{ Mm}^3$$

$$V_d = 0,189 \text{ Mm}^3$$

Donc: la retenue fonctionne à un seul temps.

$$V_s > V_d \quad \text{D'où : } V_u = V_d \quad \text{Alors : } \quad V_u = 0,189 \text{ Mm}^3$$

Le volume de la retenue normale sera :

$$V_{NNR} = V_u + V_m \dots \dots \dots (III.52)$$

D'où :

$$V_{NNR} = 0.281 \text{ Mm}^3 \dots \dots \dots \text{NNR} = 801,29 \text{ m NGA}$$

Avec :

$V_{rf}$  : Volume de remplissage final

$V_{ri}$  : Volume de remplissage initial

S : Volume excédentaire à évacuer

**III.6.4.2. Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes)**

Les pertes dans la retenue sont à deux sortes :

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

**A) Pertes par évaporation**

$$\text{On a:} \quad V_{ep} = E_s \cdot S_{moy} \dots \dots \dots (III.53)$$

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

$E_s$  : Evaporation mensuelle (m).

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

$$V_{\text{moy}} : \text{volume moyenne} \left[ V_{\text{moy}} = \frac{V_{\text{rf},i} + V_{\text{rf},i+1}}{2} \right].$$

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

### B) Pertes par infiltration

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{\text{inf}} = \frac{\delta \cdot V_{\text{moy}}}{100} \dots \dots \dots \text{(III.54)}$$

$V_{\text{inf}}$  : volume perdu a cause de l'infiltration.

$\delta$  : Coefficient qui dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette déterminer d'après le tableau IV.32.

$$V_{\text{moy}} : \text{volume moyenne} \left[ V_{\text{moy}} = \frac{V_{\text{rf},i} + V_{\text{rf},i+1}}{2} \right].$$

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

**Tableau III.29 : 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

### C) Estimation de l'erreur

Les volumes des pertes sont considérés comme une consommation pour ces calculs on doit vérifier la condition suivant :

$V_u$  : volume utile sans tenir compte des pertes.

$V'_u$  : volume utile en tenant compte des pertes.

Si cette condition ( $1\% < \varepsilon < 2\%$ ) n'est pas vérifié on doit faire des itérations.

D'après l'annexe N°.6 on a :

$$V_s = 0,1911 \text{Mm}^3 \quad \text{Et} \quad V_d = 0,1901 \text{Mm}^3$$

Donc la retenue fonctionne à un seul temps, on remarque aussi que l'excédent d'eau et plus grand que le déficit donc :

$$V_u = V_d = 0,1901 \text{ Mm}^3$$

$$\varepsilon = \frac{V'_u - V_u}{V_u} \cdot 100 \quad \text{Avec} \quad 1\% < \varepsilon < 2\%$$

Le volume de la retenue normale sera :

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

D'où :  $V_{\text{NNR}} = 0,2821 \text{ Mm}^3$  ..... NNR=801,32m NGA

### III.7.Laminage des crues

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

$$Q \cdot dt = q \cdot dt + S \cdot dh \quad \text{.....(III.55)}$$

Où : Q : le débit entrant de la crue.

q : le débit déverse par l'évacuateur de crue (débit laminé)

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

Le débit cumule à l' instant t est :

$$Q - q = S \cdot \frac{dh}{dt} \quad \text{.....(III.56)}$$

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

#### III.7.1.Les méthodes de calculs

Il existe plusieurs procédés de calcul comme celles de :

1. Méthode de Kotcherine.
2. Méthode Step by step.
3. Méthode graphique.
4. Méthode de Eier-Cieh..
5. Méthode de Hidenblat.

pour notre étude, on utilise la méthode de Kotcherine .

### III.7.2. Méthode de KOTCHERINE

La méthode de KOTCHERINE est un procédé grapho-analytique qui se base sur les principes suivants : (les résultats sont donnés dans l'annexe N°.7)

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

#### ♥ Estimation du débit de crue laminée

Le volume stocké est exprimé selon la relation suivante :

$$V_F = V_C \cdot \left( 1 - \frac{q_{\text{laminé}}}{Q\%} \right) \quad \text{.....(III.57)}$$

Où :

$V_F$  : le volume d'eau en charge,

$V_C$  : le volume de la crue,

$Q\%$  : le débit de la crue,

$q_{\text{laminé}}$  : le débit laminé.

De cette relation se déduit le débit de crue laminée :

$$q_{\text{laminé}} = Q\% \cdot \left( 1 - \frac{V_F}{V_C} \right)$$

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

#### ♥ Estimation de la charge au-dessus du déversoir

En faisant transiter ces volumes par un évacuateur de crues aux dimensions que l'on définit, on analyse plusieurs variantes, Le débit de crue transitant par l'évacuateur de crue se calcule alors avec la relation :

$$q = m \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2} \quad \text{.....(III.58)}$$

Où :

$m$  : coefficient de débit, dépendant notamment de l'épaisseur du déversoir par rapport à la charge  $H$ , et de la forme de la crête du déversoir, pour notre cas il est constant et égal à 0,48;

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

$L$  : la largeur de déversoir,

$H$  : la charge sur le déversoir (on fait varier de 0,5 à 2.5 m),

Connaissant ce débit et parce qu'aussi :

$$q = S \cdot V_{\text{moy}} \quad \text{Et} \quad S = L \cdot (H + P)$$

Il est possible d'extraire la vitesse moyenne ( $V_{\text{moy}}$ ) comme suit :

$$V_{\text{moy}} = \frac{q}{L \cdot (H + P)} \dots\dots\dots(\text{III.59})$$

Enfin on calcule les débits en faisant varier cette fois la largeur déversante par la même formule qui a dessus et  $L$  compris entre 4 et 18 mètres.

$$H_0 = H + \frac{\alpha \cdot V_{\text{moy}}^2}{2g} \dots\dots\dots(\text{III.60})$$

Où :  $H_0$  : est la charge globale;

$\frac{\alpha \cdot V_{\text{moy}}^2}{2g}$  : la charge dynamique liée à la vitesse d'écoulement;

$P$  : la hauteur de pelle.

Cette itération donne des courbes qui peuvent s'entrecroiser avec la relation de  $q_{\text{lam}}$ , Ce sont des points de croisement qui permettent de définir le débit de crue laminée en correspondance à la largeur optimale.

Le débit laminée est calculé pour différentes charges " $H$ " et différentes largeurs de l'évacuateur de crues " $b$ ",

Les graphiques de la figure sont accordés à la table de calculs, en faisant varier les variables  $H$  et  $L$ , Les relations s'ajustent automatiquement.

#### ♥ Procédé de calcul

-Les différentes valeurs des lames d'eau  $H = 0.5 ; 0,75 ; \dots ; 1,25$ .

-Définir la cote  $PHE = NNR + H = 801,32 + H$

-A l'aide de la courbe capacité-hauteur, on détermine le volume  $V_{PHE}$  relatif à chaque PHE.

-Définir le volume en charge pour chaque lame tel que :  $V_f = V_{PHE} - V_{NNR}$

-Définir le volume de la crue pour l'hydrogramme de crue ayant une forme triangulaire.

Tableau N°III.30 : Données initiales.

Données initiales	
<b>g</b>	<b>9,81 m<sup>2</sup>/s</b>
<b>α</b>	<b>1</b>
<b>Q<sub>1%</sub></b>	<b>102,5 m<sup>3</sup>/s</b>
<b>V<sub>crue 1%</sub></b>	<b>461250m<sup>3</sup></b>
<b>m</b>	<b>0,48</b>
<b>P</b>	<b>1,5 m</b>

La détermination de la largeur de déversoir ainsi que le débit correspondant se fait graphiquement après la réalisation du graphe  $q = f(h)$  comme montre la figure N°III.16 et N°III.17

D'après les calculs et des graphes (N°III.16 et N°III.17), on a les résultats qui sont illustres dans le tableau suivant :

Tableau N°III.31 : Récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine.

<b>b (m)</b>	<b>H (m)</b>	<b>NPHE (m)</b>	<b>q(m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>V<sub>forcé</sub>(Mm<sup>3</sup>)</b>
8	2,5	803,82	75,37	0,114
10	2,20	803,52	80,7	0,100
12	2,02	803,34	81,4	0,092
14	1,84	803,16	82,44	0,085
16	1,66	802,98	83,18	0,078
18	1,62	802,94	83,59	0,070

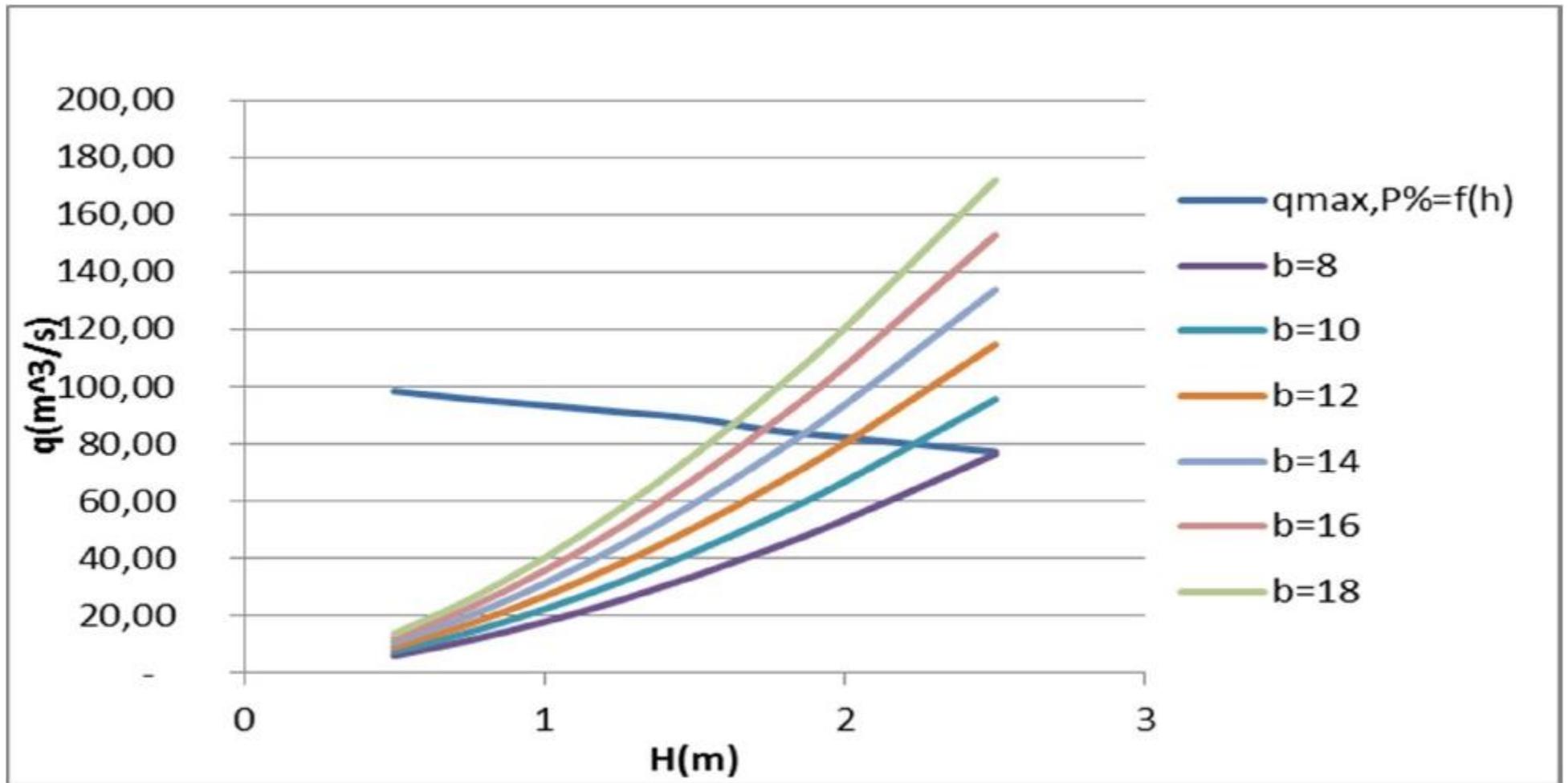


Figure III.16. Courbes  $q=f(H)$

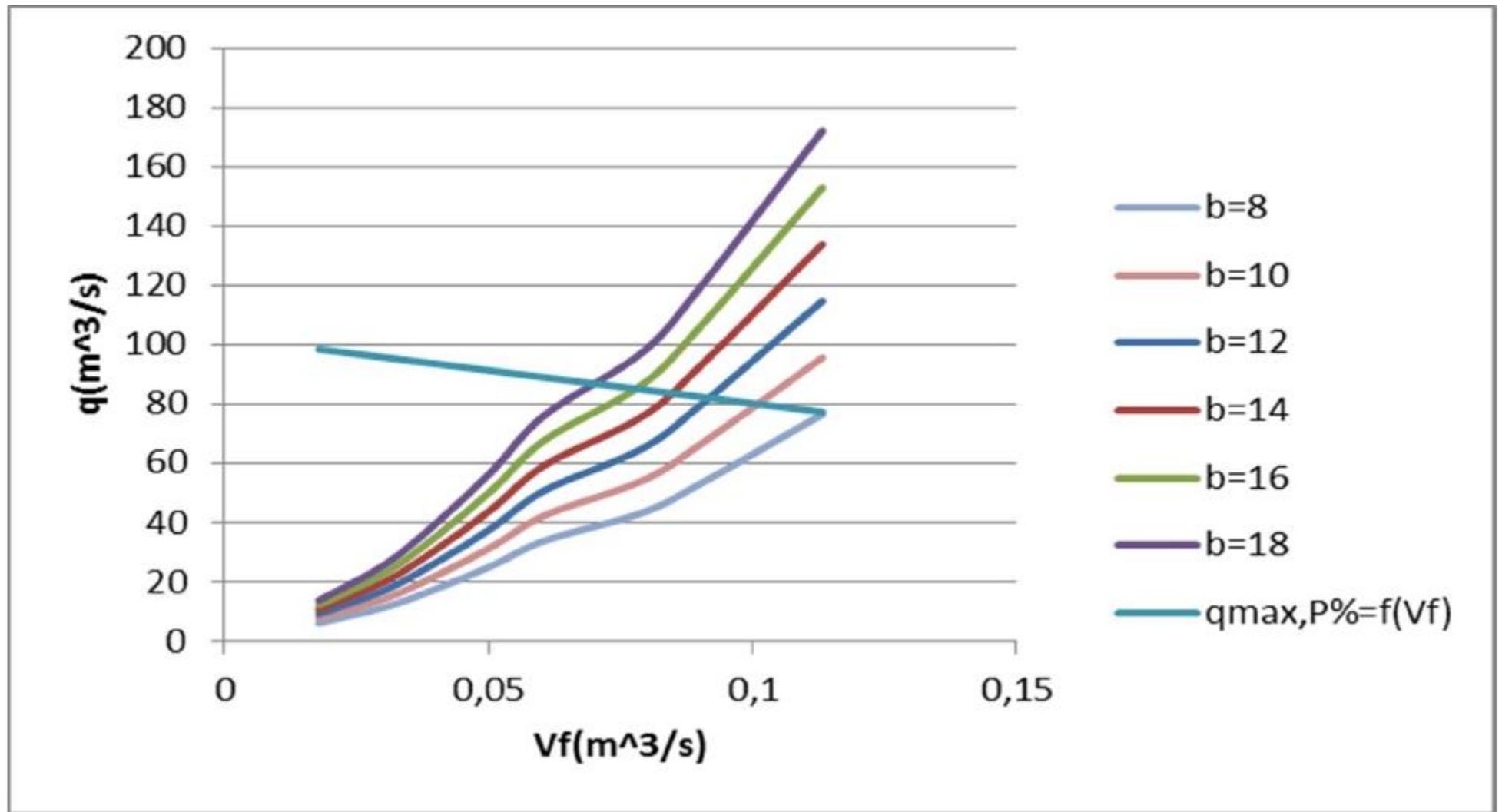


Figure N°III.17. Courbes  $q=f(V_{forcé})$

**III.8.Étude 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

**III.8.1.Calcul du coût approximatif de la digue**

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

$$V_B = \Sigma V_i \dots\dots\dots(III.61)$$

$$V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot L \dots\dots\dots(III.62)$$

Avec :  $V_i$  : le volume du barrage à la cote  $i$ .

$L_i$  : Distance entre deux coupes voisines.

$S_i$  : Section transversale correspondante à la coupe  $i$   $\left[ S_i = \frac{b + B_i}{2} \cdot H_i \right]$ .

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

$m_1, m_2$  : Les fruits des talus .

$b$  : Largeur en crête (m).

$H_i$  : Hauteur de la tranche au point  $i$   $[H_i = NNR - Cf + R + h_{dév} + t]$ .

$R$  : Revanche en (m).

$t$  : Tassement en (m).

**III.8.1.1.calcul de la revanche**

Plusieurs formulas sont utilisées pour le calcul de la revanche :

**a- Formule de STEVENSON GAILLARD**

$$R = 0.75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots(III.63)$$

$$H = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{F} - 0.26 \cdot \sqrt[4]{F} \dots\dots\dots(III.64)$$

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

$F$  : largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et direction du barrage appelée Fetch et doit inférieure à 18 kilomètre [ $F = 0,82 \text{ km}$ ].

$$\text{A.N} \quad H = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{0.82} - 0.26 \cdot \sqrt[4]{0.82} = 0.81 \text{ m}$$

$$\text{D'où :} \quad V = 1.5 + 2 \cdot H = 1.5 + 2 \cdot 0.81 = 3.12 \text{ m/s}$$

Donc :

$$R = 0.75 \cdot 0.82 + \frac{3.12^2}{2 \cdot 9.81} = 1.11 \text{ m}$$

### b- Formule de MALLET et PAQUANT

$$R = 0.75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots \text{(III.65)}$$

$$\text{Avec :} \quad H = 0.5 + 0.33 \cdot \sqrt{F} \dots\dots\dots \text{(III.66)}$$

A.N

$$H = 0.5 + 0.33 \cdot \sqrt{0.82} = 0.79 \text{ m}$$

$$V = 1.5 + 2 \cdot H = 1.5 + 2 \cdot 0.79 = 3.08 \text{ m/s}$$

Donc :

$$R = 0.75 \cdot 0.79 + \frac{3.08^2}{2 \cdot 9.81} = 1.07 \text{ m}$$

### c- Formule Simplifiée

$$R = 1 + 0.3 \cdot \sqrt{F} \dots\dots\dots \text{(III.67)}$$

$$R = 1 + 0.3 \cdot \sqrt{0.82} = 1.27 \text{ m}$$

### d-Formule de Molitor

$$H_v = 0.75 + 0.032 \sqrt{Fu} - 0.27 \cdot 4\sqrt{F} \dots\dots\dots \text{(III.68)}$$

u (vitesse du vent) = 60 km/h

$$\text{D'où :} \quad R = 0.73 \text{ m}$$

Il est prudent d'adopter comme valeur minimale de la revanche de 1.00m à 2 m pour les ouvrages de 10 à 20 m de hauteur, et pour notre cas on opte une valeur de **1.00 m** (R.Rolley, 1977), en plus cette valeur plus proche à la valeur moyenne.

### III.8.1.2. largeur en crête

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

$$\text{1- Formule de KNAPEN} \quad b_{cr} = 1.65 \cdot \sqrt{H_b} \dots\dots\dots \text{(III.69)}$$

2- Formule de F-PREECE  $b_{cr} = (1,1 \cdot \sqrt{H_b}) + 1 \dots \dots \dots (III.70)$

3-Formule Anonyme (simplifiée)  $b_{cr} = 3,60 \cdot \sqrt[3]{H_b} - 3 \dots \dots \dots (III.71)$

4- Formule pratique  $b_{cr} = \frac{5}{3} \sqrt{H_b} \dots \dots \dots (III.72)$

H<sub>b</sub> : Hauteur du barrage [m];

Pour une charge moyenne de 1m on a :

$H_b = NNR - C_f + h_{dév} + R + t.$

On admet une valeur de t =0,1 mètre pour le tassement du barrage, le tableau III.32 nous donne les résultats du calcul.

Tableau N°III.32: Différentes largeurs en crête.

Largeur en crête du barrage (m)							
Largeurs déversantes (m)	Lames déversantes (m)	Tassements (m)	Hauteur du barrage (m)	Formules utilisées			
				KNAPEN	PREECE	SIMPLIFIEE	MOYENNE
8	2,5	0,1	26,92	8,56	6,71	7,79	7,69
10	2,2	0,1	26,62	8,51	6,68	7,75	7,65
12	2,02	0,1	26,44	8,48	6,66	7,72	7,62
14	1,84	0,1	26,26	8,46	6,64	7,70	7,60
16	1,66	0,1	26,08	8,43	6,62	7,68	7,57
18	1,62	0,1	26,04	8,42	6,61	7,67	7,57

On opte pour une largeur de crête égale à : **b<sub>cr</sub> = 8m**

III.8.1.3. calcul du coût de la digue

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

Tableau N°III.33 : coût et volume de la digue.

Coût de la digue		
Largeur déversante (m)	Volume de la digue (m <sup>3</sup> )	Coût de la digue 10 <sup>6</sup> (DA)
8	231533,61	92,61
10	217645,78	87,06
12	196534,76	78,61
14	175249,65	70,10
16	153243,87	61,30
18	135248,54	54,10

Pour les fruits des talus de la digue amont et aval on prend respectivement 3 et 2,5 mètre, et pour Le prix du mètre cube du remblai est estimé à 400 DA.

**III.8.2.calcul du coût de l'évacuateur de crue**

**III.8.2.1.coût du déversoir**

Le déversoir sera construit en béton armé, de type profile Creager, celui-ci s'adapte mieux à l'écoulement puisque la lame déversante épouse toujours le profil, donc on aura une diminution des phénomènes hydrauliques dangereux (cavitation, dépression...),pouvant engendrer des dégâts importants et provoquant à la suite l'instabilité de l'ouvrage. Le coefficient de débit est  $m = 0.48$

La section transversale du déversoir est obtenue en schématisant le profil du déversoir pour la charge déversante à l'aide de l'équation du profil donnée par :

$$\frac{Y}{H} = 0,47 \cdot \left(\frac{X}{H}\right)^{1,80} \dots\dots\dots(III.73)$$

Ou :

H : Charge sur le seuil (m).

Y : Ordonnée du profil (m).

X : Abscisse du profil (m).

Le volume du déversoir sera donc :  $V_{dév} = S \cdot L \dots\dots\dots(III.74)$

S : Section transversale (m<sup>2</sup>).

L : Largeur déversant (m).

En fixant le mètre cube du béton à quinze mille dinars Algériens 15000 DA, le coût du déversoir pour les différentes largeurs déversant sera :

**Tableau III.34: coût de déversoir**

<b>b [m]</b>	<b>hdév [m]</b>	<b>S [m<sup>2</sup>]</b>	<b>V [m<sup>3</sup>]</b>	<b>Coûts (10<sup>6</sup> de DA)</b>
8	2,5	20	160	2,40
10	2,2	22	220	3,30
12	2,02	24,24	290,88	4,36
14	1,84	25,76	360,64	5,41
16	1,66	26,56	424,96	6,37
18	1,62	29,16	524,88	7,87

**III.8.2.2.Calcul du coût du coursier**

On opte pour un coursier de section rectangulaire pour assurer les bonnes conditions de l'écoulement. La longueur approximative du coursier est 150 mètre (selon le plan topographique).

Le volume du béton de coursier est donné par :

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

L'épaisseur du radier et des murs bajoyers est prise égale à 0,5 mètre et le coût des terrassements égaux à 1000 DA.

La largeur du coursier est donnée par :  $b_{\text{cou}} = (Q_{e, \text{max}})^{0,4} \dots\dots\dots(III.76)$

Le volume du déblai est donné par :  $V_{\text{déblai}} = \sum \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot d \dots\dots\dots(III.77)$

si, si+1 : les section des coupes déterminer après la carte topographique.

d : la distance entre deux coupes.

Le Tableau N°III.35 nous donne les résultats de calcul du coût du coursier pour les différentes largeurs déversantes.

**Tableau N°III.35 : coût de coursier**

<i>Largeurs déversantes (m)</i>	<i>Débits déversants (m³/s)</i>	<i>largeur de coursier (m)</i>	<i>surface de béton (m²)</i>	<i>volume de béton (m3)</i>	<i>volume de déblais (m3)</i>	<i>coût de béton</i>	<i>coût de déblais</i>	<i>coût total Millions DA</i>
8	75,37	5,63	5,32	798	1 390,01	11,97	1,39001	13,36001
10	80,7	5,79	5,39	808,5	1 411,48	12,1275	1,41148	13,53898
12	81,4	5,81	5,41	811,5	1 426,32	12,1725	1,42632	13,59882
14	82,44	5,84	5,42	813	1 452,14	12,195	1,45214	13,64714
16	83,18	5,86	5,43	814,5	1 469,07	12,2175	1,46907	13,68657
18	83,59	5,87	5,45	817,5	1 483,13	12,2625	1,48313	13,74563

**III.8.3.Calcul du coût total du barrage**

Le coût total est donné ci-dessous.

**Tableau N°III.36 : Récapitulatif des prix totaux**

largeurs déversants (m)	coût de la digue (millions de DA)	coût de l'évacuateur de crue (millions de DA)		coût total (millions de DA)
		déversoir	coursier	
8	92,61	2,40	13,36	108,37
10	87,06	3,30	13,54	103,9
12	78,61	4,36	13,60	96,57
14	70,10	5,41	13,65	89,16
16	61,30	6,37	13,69	81,36
18	54,10	7,87	13,75	75,72

D'après la courbe d'optimisation représentée par la figure N°III.18, la largeur déversante donnant le coût minimum est **14 mètre**.

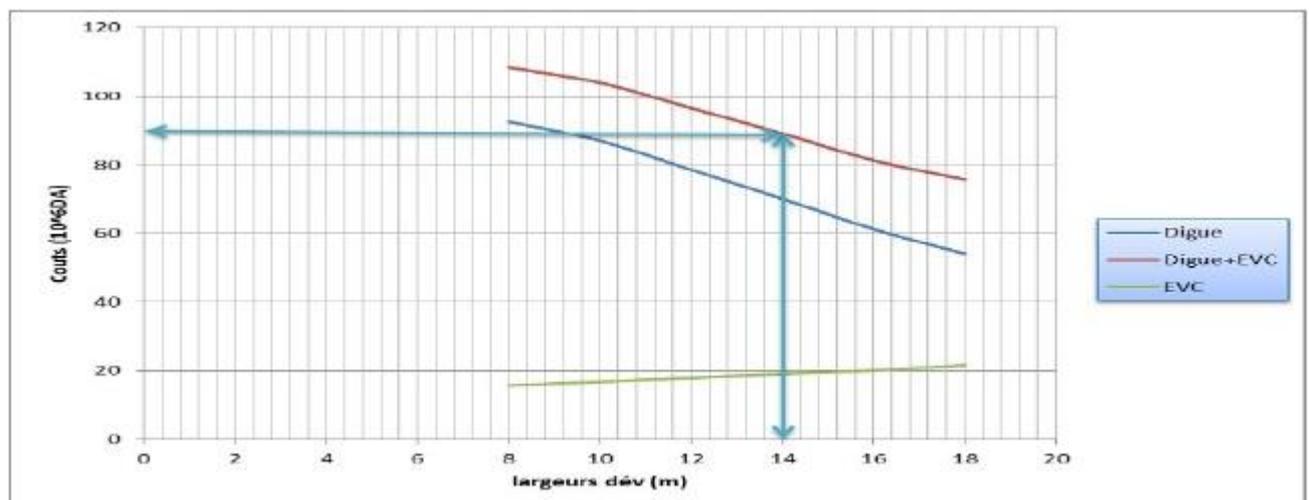
Donc la hauteur de barrage est :  $H_b = 26,26\text{m}$

Et le niveau de crête est 804,26 m.

On récapitule les résultats de l'étude de la régularisation et du laminage des crues dans le tableau N°38 ci-dessous :

**Tableau N°III.38 : les caractéristiques du barrage.**

Définition	Unité	Valeur
VOLUME MORT	M.M <sup>3</sup>	0,092
VOLUME UTILE	M.M <sup>3</sup>	0,1901
VOLUME AU NIVEAU NORMAL DE LA RETENUE	M.M <sup>3</sup>	0,2821
COTE DE FOND (▼FOND)	M	778
COTE AU NIVEAU MORT (▼NVM)	M	792,20
COTE AU NIVEAU NORMAL DE RETENUE (▼NNR)	M	801,32
COTE DE PLUS HAUTES EAUX (▼NPHE)	M	803,16
COTE DE LA CRETE (▼CRETE)	M	804,26
LARGEUR DE DEVERSOIR	M	14
LA HAUTEUR DE CHARGE DEVERSER.	M	1,84
LE DEBIT EVACUER	M <sup>3</sup> /S	82,44



**Figure N°III.18. Courbe d'optimisation**

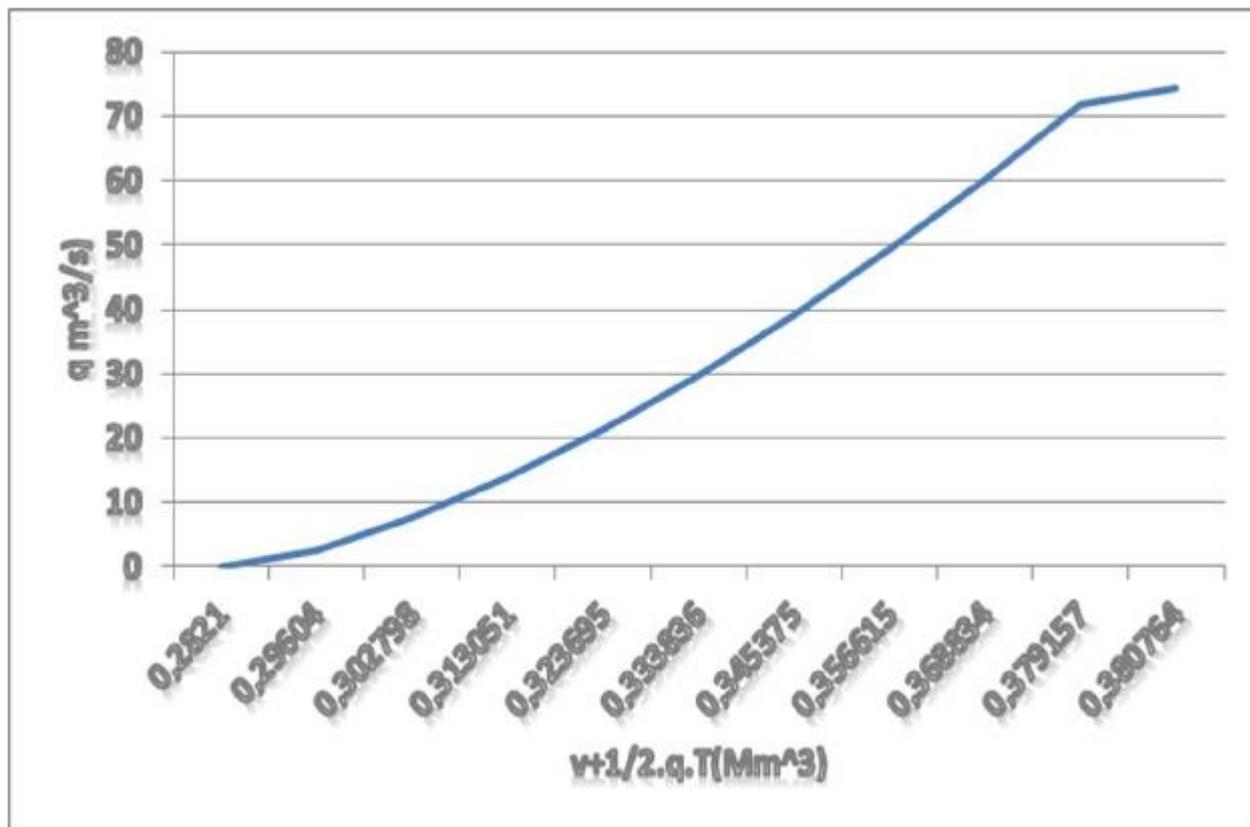
**III.9.Laminage pour un déversoir de largeur b=14 mètres**

Connaissant cette largeur, la courbe des débits déversants en fonction de la variation du volume d'eau au-dessus du déversoir est calculé et tracée (pour laminage voir l'annexe N°8).

**Tableau N°III.39 : Volumes et débit déversant.**

Cote (m)	H <sub>d</sub>	q	1/2.q.T	V	v+1/2.q.T (Mm <sup>3</sup> )
	(m)	(m <sup>3</sup> /s)	(Mm <sup>3</sup> )	(Mm <sup>3</sup> )	
801,32	0	0	0,000000	0,2821	0,791500
801,52	0,2	2,663698145	0,000424	0,804246	0,804670
801,72	0,4	7,534076086	0,001198	0,817105	0,818303
801,92	0,6	13,84098157	0,002201	0,830074	0,832275
802,12	0,8	21,30958516	0,003389	0,84315	0,846539
802,32	1	29,78105062	0,004736	0,856334	0,861070
802,52	1,2	39,14820771	0,006225	0,869628	0,875853
802,72	1,4	49,33238002	0,007845	0,883034	0,890879
802,92	1,6	60,27260869	0,009584	0,896556	0,906140
803,12	1,8	71,91984992	0,011437	0,91022	0,921657
803,16	1,84	74,33044782	0,013395	0,3671	0,937375

On trace la courbe des débits déversant en fonction de la variation du volume d'eau au-dessus du déversoir figure N°III.19



**Figure N°III.19. Courbe des débits déversant**

### **Introduction**

Les barrages sont des dispositifs installés dans la vallée d'une rivière permettant de retenir un certain volume d'eau en faisant obstacle à l'écoulement naturel de l'eau de la rivière. **Il existe deux grandes familles de barrages, ceux construits en béton et ceux construits en terre ou en enrochements. Seuls ces derniers barrages, appelée aussi barrages en remblais, sont décrits dans cette fiche**, les barrages en béton étant moins répandus et concernant surtout les retenues de très grande capacité.

Les barrages en remblais sont constitués d'un matériau meuble, qu'il soit très fin (argile) ou très grossier (enrochements). Cette famille regroupe cependant **plusieurs catégories**. Les différences proviennent des types de matériaux utilisés, et de la méthode employée pour assurer l'étanchéité.

#### **IV.1. Divers types de barrages**

Le principe général d'un barrage est de *barrer une vallée*, plus ou moins encaissée, pour accumuler l'eau. Cette accumulation peut avoir plusieurs objectifs.

Leurs caractéristiques géométriques et le principe de leur conception permettent aussi de regrouper les barrages en grandes familles.

On distingue donc, de façon schématique, divers types de barrages :

Suivant leur **fonction**, sachant qu'un même ouvrage sert le plus souvent à plusieurs fonctions :

- *Accumulation* d'eau restituée pour la production d'énergie, l'alimentation en eau ou l'irrigation ;
- *Régulation* d'un cours d'eau pour la navigation ou la gestion des crues et des étiages.

Suivant leurs **caractéristiques géométriques** :

- *Barrages réservoirs*, de grande hauteur ;
- *Barrages au fil de l'eau*, sur le cours d'une rivière.

Suivant leur **conception**:

- *Barrages poids*, pour lesquels, comme leur nom l'indique, c'est la masse de l'ouvrage qui s'oppose à la pression de l'eau ;
- *Barrages voutes*, pour lesquels la pression de l'eau est transmise par l'ouvrage sur les parois latérales.

Un barrage comporte toujours divers **composants** :

- *le barrage* proprement dit, qui retient l'eau, avec un masque d'étanchéité ;
- *un évacuateur de crues*, évitant un excès d'eau dans le réservoir ;
- *des dispositifs de contrôle et de surveillance*.

Pour les barrages réservoirs :

- une prise d'eau, pour envoyer l'eau vers son utilisation ;
- une vanne de fond, pour permettre la vidange du réservoir.

Pour les barrages au fil de l'eau :

- des vannes de régulation du débit ;
- souvent des écluses et des passes à poissons.

#### IV.1.1. Les barrages en remblai

Les barrages en terre présentent notamment l'avantage de pouvoir reposer sur des fondations de médiocre qualité, c'est-à-dire compressibles.

Tous les barrages en terre peuvent être considérés comme des barrages-poids, c'est-à-dire qu'ils résistent à la pression de l'eau par leur propre poids. C'est ce qui explique leur section de forme trapézoïdale. On en trouve de trois types :

- homogène,
- à noyau,
- à masque.

##### IV.1.1.1. Barrage homogène

Un barrage en terre est dit homogène lorsqu'il est constitué d'un même matériau à dominante argileuse, relativement imperméable. Selon les ouvrages, la pente des talus sera plus ou moins forte, en fonction notamment des caractéristiques du matériau employé.

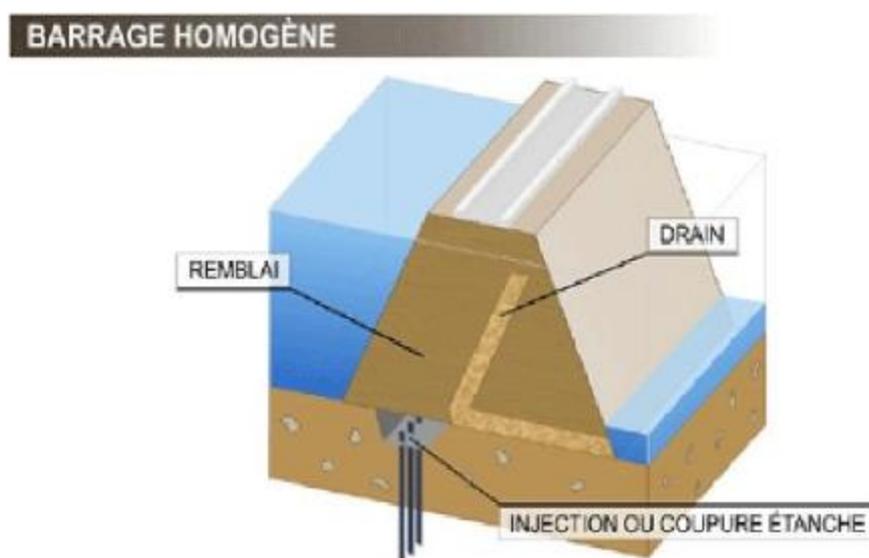


Figure N°IV.1. Barrage homogène

### IV.1.1.2. Barrage à noyau

Dans un barrage à noyau, les fonctions de résistance et d'étanchéité sont en quelque sorte séparées. La résistance est assurée par les recharges placées sur les flancs de l'ouvrage, et l'imperméabilité par le noyau central.

Le noyau au centre de l'ouvrage va être constitué de la terre la plus imperméable possible. Il sera tenu de part et d'autre par des recharges composées, selon les cas, de terre plus perméable, d'alluvions ou d'enrochements.

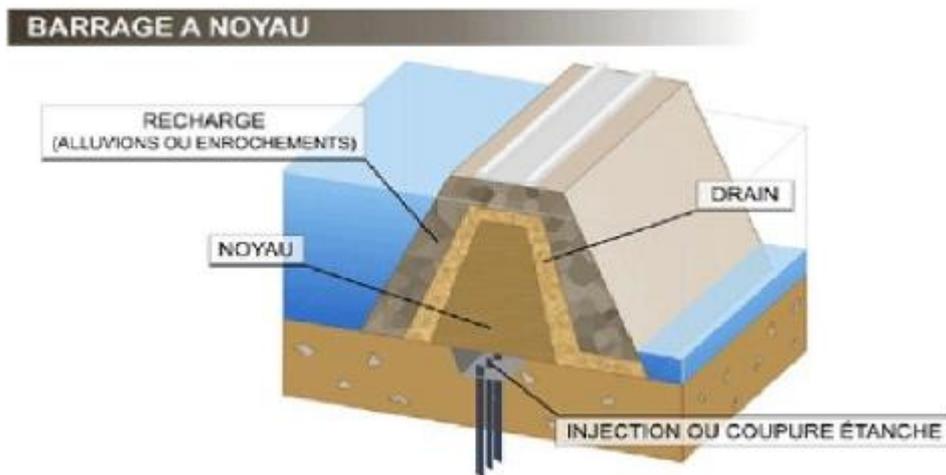


Figure N°IV.2. Barrage à noyau

### IV.1.1.3. Barrage à masque

Il peut aussi exister des sites où aucune terre n'est disponible, mais seulement des enrochements. Ceux-ci sont alors employés pour réaliser le corps du barrage, tandis que l'étanchéité est assurée par un masque de béton, ciment ou béton bitumineux posé sur l'ouvrage lui-même, côté amont.

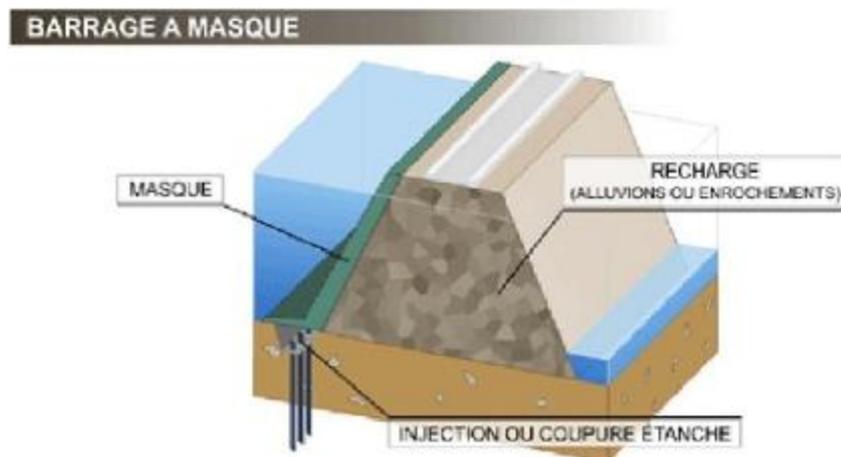


Figure N°IV.3. Barrage à masque

### IV.1.2. Les Barrages en béton

L'avantage du béton est notamment d'autoriser l'édification d'ouvrages plus résistants. Il en existe deux principaux types:

- les barrages poids,
- les barrages voûte. S'y ajoutent les barrages à contrefort et à voûtes multiples, variantes des deux premiers.

#### IV.1.2.1. Barrage poids

Comme son nom l'indique, ce type de barrage oppose son poids à l'eau pour la retenir. En fonction des propriétés de résistance du matériau, la forme triangulaire à l'aval de l'ouvrage s'est peu à peu imposée.

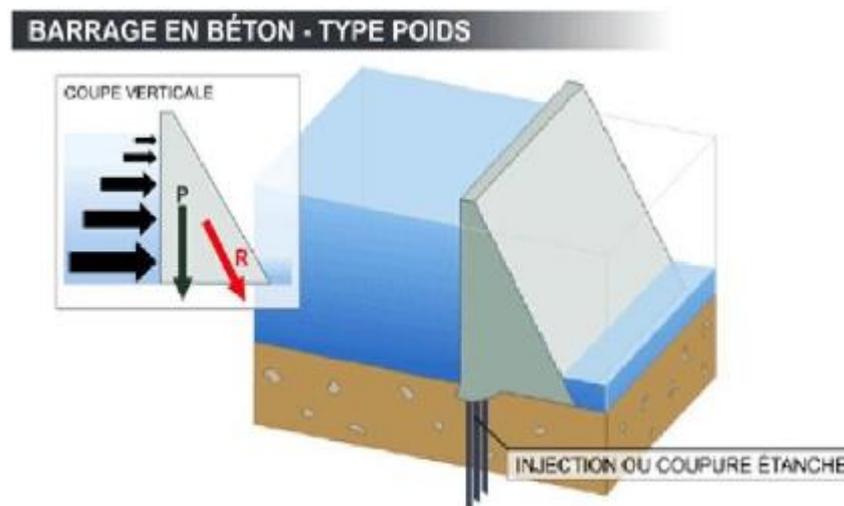


Figure N°IV.4. Barrage poids

#### IV.1.2.2. Barrage voûte

Le barrage voûte représente l'ultime aboutissement de l'utilisation des propriétés du béton en termes de résistance. Il permet des économies de volume d'au moins 30 % par rapport à un barrage-poids.

On pourrait comparer sa forme à celle d'un pont couché sur l'un de ses côtés, et qui chargerait de l'eau au lieu de véhicules. L'effort de résistance est ainsi en partie reporté par l'arc central sur les rives, permettant de construire des ouvrages moins volumineux, à performance égale.

En revanche, les fondations, sur lesquelles se reporte une grande partie de l'effort, doivent posséder des caractéristiques mécaniques élevées afin de supporter celui-ci.

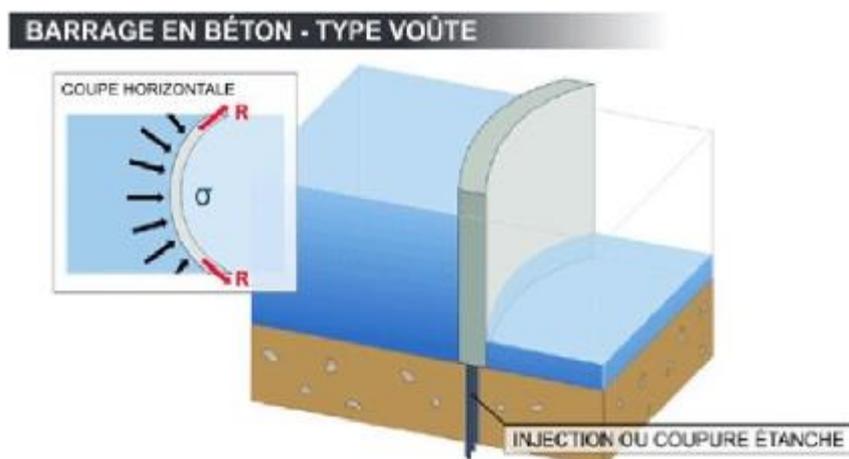


Figure N°IV.5. Barrage voûte

**Remarque :**

Les autres formes de barrages voûtes sont des variantes des deux premiers types. Le barrage à contrefort est ainsi un barrage poids allégé de l'intérieur. Le barrage à voûtes multiples, quant à lui, repose sur des appuis intermédiaires, lorsqu'une trop grande portée sépare les deux rives d'un cours d'eau.

**IV.2. Critères de choix d'un type de barrage**

La qualité du rocher de la fondation est un élément qui autorise la construction d'un barrage en béton, l'ouverture plus ou moins grande de la vallée conduit soit au barrage voûte, soit au barrage poids, ou au barrage à contreforts. Ceci dit, la comparaison financière des solutions possibles ne doit pas se limiter au corps du barrage, celui-ci est accompagné de nombreux ouvrages annexes qui sont beaucoup plus coûteux dans le cas des barrages en matériaux meubles que dans le cas des barrages en béton : évacuateur de crues, prise d'eau, ouvrage de dérivation des eaux pendant la construction.

Ainsi on peut regrouper ces critères en :

**1) Topographie et apport du bassin versant**

La topographie d'un site influe fortement sur le choix de l'ouvrage futur.

Si l'on excepte le cas des plans d'eau à vocation touristiques et les petits barrages hydroélectriques, c'est le volume de la retenue qui conditionne toute la conception du barrage. Le travail consiste à vérifier si le bassin versant autorise le remplissage de la retenue et à calculer avec quel risque de défaillance.

## **2) Morphologie de la vallée**

Tout barrage est nécessairement lié à son environnement ; la morphologie de la vallée joue un rôle important dans le choix du site du barrage et du type d'ouvrage le mieux adapté.

Bien entendu, l'emplacement idéal et le plus économique est celui d'un site étroit, précédé à l'amont par un élargissement de la vallée, à condition que les appuis du barrage soient sains.

En effet, une vallée large conviendra mieux à l'aménagement d'un barrage en remblai ; un site étroit conviendra aussi à un barrage poids et un site très étroit conviendra aussi à une voûte. Tout cela sous réserve que les fondations le permettent.

## **3) Géologie et conditions de fondation**

La nature, la résistance, l'épaisseur, le pendage, la fracturation et la perméabilité des formations rencontrées au droit du site constituent un ensemble de facteurs déterminants dans la sélection du type de barrage. Ainsi les ouvrages rigides en béton ne s'accommoderont généralement sauf pour de petites hauteurs, que des fondations rocheuses saines, à contrario, les barrages souples en terres c'est-à-dire les barrages en matériaux locaux, en enrochements ou en gabions peuvent être fondés sur des substrats meubles, dont on doit cependant vérifier la bonne résistance mécanique. Notons aussi que la nécessaire imperméabilité de la fondation commande la nature et la forme du dispositif d'étanchéité à prévoir sous le barrage.

## **4) La disponibilité en matériaux (zones d'emprunt) :**

Le choix d'un type de barrage est subordonné à la disponibilité des matériaux de construction en qualité et quantité suffisante.

La distance d'approvisionnement doit être aussi réduite que possible pour minimiser les coûts de transport et optimiser le délai de réalisation en parant à tout retard qu'entraînerait un problème d'approvisionnement dans le cas d'un site éloigné.

D'une manière générale, si l'on dispose des sols limoneux ou argileux de quantité (teneur en particules fines, plasticité, état) et en quantité suffisante (**1,5 à 2 fois le volume du remblai**), la solution du 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 crues à évacuer restent 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 argileux. Cette solution présente l'inconvénient d'une mise en œuvre par zones, d'autant plus compliquée que le site est restreint et contraint l'évolution des engins de terrassement.

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 ou coulis ou par une étanchéité amont artificielle (béton ou géomembrane).

Si l'on ne dispose que de l'enrochement, un barrage en enrochements compactés avec étanchéité amont rapportée (géomembrane, 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 trop importantes.

### *c) Critères hydrauliques*

Des considérations d'ordre hydraulique peuvent également entrer en ligne de compte. Les ouvrages en béton ou en maçonnerie offrent par exemple de meilleures garanties de sécurité vis-à-vis des incertitudes de l'hydrologie, les surverses ne leur causant en effet que des dégâts mineurs, au contraire un barrage en terre classique ne supporte rarement un débordement par-dessus de la crête. Par contre, pour évacuer des débits importants, on peut être amené (s'il n'y a pas d'aménagements en aval) de choisir des barrages en terre rendus totalement déversant par la pose d'un parement aval en gradins de gabions, en matelas Reno ou en perré mastic bitumineux par exemple, la crête étant également revêtue.

On s'oriente aussi de préférence vers des ouvrages rigides lorsque le projet comporte des ouvrages hydrauliques importants à insérer dans le barrage : vannes segments, vidanges et prises de gros diamètres, conduites forcées, etc....

#### d) Critères socio-économiques

Le choix de certains types d'ouvrages est quasiment conditionné par des considérations socio-économiques qui peuvent être regroupées en trois (03) critères à savoir:

- La disponibilité de la main d'œuvre ;
- Les objectifs généraux du projet ;
- Les sujétions d'entretien.

#### IV.3.Pentes des talus

Il n'existe des formules théoriques qui permettent de calculer directement ces pentes. En pratique on se donne des pentes d'après le tableau ci-joint pour les calculs préalables, qui pourraient être optimales compte tenu de la nature des matériaux, et on vérifie ces pentes par une étude de stabilité que le barrage présente une sécurité suffisante avec ces pentes.

**Tableau N°V.01 : Valeurs indicatives des pentes des talus.**

Hauteur du barrage (m)	Type du barrage	Fruit des talus	
		Amont	Aval
$H < 5$	- Homogène	2,5	2
	- A zones	2	2
$5 < H < 10$	- Homogène granulométrie étendue	2	2
	- Homogène à fort % d'argile	2,5	2,5
	- A zones	2	2,5
$10 < H < 20$	- Homogène granulométrie étendue	2,5	2,5
	- Homogène à fort % d'argile	3	2,5
	- A zones	3	3
$H \geq 20$	- Homogène granulométrie étendue	3	2,5
	- A zones	3	3

#### **IV.4. Type des barrages en remblai envisagé**

##### **IV.4.1. Barrage homogène**

C'est le plus simple à réaliser, du fait que l'abondance des gisements d'argile latéritiques dont les propriétés « aptitude au compactage » s'avèrent généralement favorable à la confection des remblais étanches et stables. Mais il faut prévoir un drainage très efficace dans la partie aval de la digue, ainsi qu'une protection et une zone de transition en amont, pour la réalisation d'un tel barrage il faudrait disposer d'un volume très important de matériaux argileux imperméables ayant des caractéristiques identiques dans tout le corps du barrage.

Il est constitué d'un seul matériau et comprend :

\*Un talus amont protégé contre l'érosion des vagues par un enrochement ou un perré.

\*Un talus aval empierré engazonné.

\*Un tapis drainant protégé par un filtre est disposé, sous le talus aval, ce tapis a pour but de rabattre les courants, afin d'augmenter la stabilité du talus aval.

##### **IV.4.2. Barrage en enrochements à noyau en argiles (Barrage zoné)**

Souvent l'hétérogénéité des matériaux disponibles sur place, ou leurs caractéristiques géotechniques ne permettant pas d'envisager une digue homogène, un massif en plusieurs zones dont chacune est constituée d'un matériau différent, suivant le rôle que doit jouer chaque zone. La fonction d'étanchéité est assurée par un noyau qui s'intercale entre deux recharges (amont-aval) d'un matériau plus perméable et mécaniquement performant.

Ce noyau interne a l'avantage d'être peu sensible aux agressions extérieures, il présente l'inconvénient d'être difficilement réparable en cas de fuites.

##### **IV.4.3. Barrage en enrochement à masque en béton**

La réalisation d'un noyau étanche peut présenter des difficultés telles manque de matériaux convenables, difficulté de mise en œuvre,..... Dans ce cas la solution c'est le barrage à masque amont. La résistance mécanique est apportée par un remblai homogène à granulométrie élevée (enrochement en général) alors qu'un organe mince tel que une géomembrane ou un masque en béton armé ou bitumineux est placé plus couramment sur sa face amont pour assurer l'étanchéité.

**IV.5. Détermination des volumes des matériaux nécessaire pour la réalisation des 3 variantes**

**IV.5.1. Le volume du corps du barrage:**

Le volume du corps du barrage est donné par la formule suivante:  $V_b = \sum V_i$

Tel que : 
$$V_i = \frac{[w_i - w_{i+1}]}{2} L_i \dots\dots\dots(V-1)$$

Vi: volume du barrage dans la coupe i;

Wi: section transversale du barrage dans la coupe i;

Li: distance entre deux coupes voisines.

$$w_i = \frac{p_i}{2} b_i \dots\dots\dots(V-2)$$

b: largeur du couronnement;

$$B_{pi} = b + (m_1 + m_2) H_{bi} \dots\dots\dots(V-3)$$

m1: pente du talus amont;                      m2: pente du talus aval;

**IV.6 .Estimation du coût des variantes**

Le tableau suivant donne les différents coûts des variantes :

**Tableau N°IV.2: les coûts des variantes étudiées**

variante	Matériaux	Quantité (m <sup>3</sup> )	Prix unit (DA)	Coût (10 <sup>6</sup> DA)	Totale (10 <sup>6</sup> DA)
<b>homogène</b>	Recharge (argil)	152513,95	400	61005580	<b>62,89</b>
	Rip-Rap	252,23	1250	285841,5	
	Filters et drains	1400,46	700	1050345	
	drain vertical	910,42	750	682815	
<b>Zoné</b>	Recharge	46895,69	400	18758276	<b>63.82</b>
	le Noyau	65731,2	500	32865600	
	Filters et drain	6766	900	6089400	
	Rip –Rap	856	1250	1070000	
	Enrochement (drainage)	5924	850	5035400	
<b>Avec masque</b>	Recharge (roche)	170037,0129	300	26336829	<b>76.31</b>
	masque en béton	4383,9	11400	49976460	

**IV.7. Comparaison financière des trois variantes**

A travers le Tableau récapitulatif N°IV.06, il apparaît clairement que nous ne pouvons que nous orienter vers la 1 ère variante car elle est la plus économique possible et la plus facile à mettre en place techniquement, Mais avant tout rappelons que la 1 ère variante est celle du barrage homogène entièrement constitué d'argiles imperméables dont la zone d'emprunt d'après les normes

de construction devra receler en matériaux d'au moins 1,5 à 2 fois le volume du remblai avec des qualités requises pour leur utilisation.

Or d'après l'analyse des résultats des puits de reconnaissance pour les matériaux de construction, il ressort que la quantité totale d'argile disponible est d'environ 200 000m<sup>3</sup> donc on peut réaliser notre ouvrage

### **Conclusion**

Les conditions générales prédéterminant le choix du type du barrage sont :

- Condition topographiques ;
- Condition géologique- géotechnique ;
- Disponibilités des matériaux à proximité du site ;
- Délai d'exécution ;
- Coût de l'ouvrage ;

La variante d'une digue homogène s'impose pour les raisons de simplicité et de disponibilités de matériaux imperméables en quantité suffisante à proximité du site

**V.1. Définition du profil général du barrage**

La digue du barrage d'Oued El Abed est en remblai homogène, avec une hauteur totale de 26,26m.

La largeur en crête est de 8m, et les fruits des talus amont et aval sont données successivement de (3- 2,5) .la digue est disposée de deux bermes aux côtes 793 m N.G.A. le profil type de la digue est représenté par la planche (4).

♥ **Classification de l'ouvrage**

La classification est basée sur la constitution de l'ouvrage et sa fondation et en particulier sur les risques attendus à l'aval en cas de rupture de l'ouvrage. Et pour connaître la classe de notre barrage nous avons le tableau suivant :

**Tableau N°V.1:Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation**

Type de sols de fondation	Classes de barrages			
	I	II	III	IV
	Hauteurs de barrage (m)			
Sols rocheux.	>100	70÷100	25÷70	<25
Sols sablonneux, pierreux, terrain argileux non plastique.	>75	35÷75	15÷35	<15
Terrain argileux plastique.	>50	25÷50	15÷25	<15

V.2. Dimensionnement de la digue (homogène en argile)

D'après le tableau (V.volkov, 1986) notre barrage appartient à la **classe III**.

**V.2.1.Hauteur du barrage**

La hauteur de barrage est donnée par l'expression suivante :

$$H_b = \nabla NNR + h_{dév} + R + t \dots \dots \dots (V.1)$$

On admet une valeur de (t = 0.1 m) pour le tassement du barrage.

- Avec :  $h_d$  : la charge déversant  
 $R$  : la revanche

**a) Calcul de la revanche**

Pour la revanche, on a calculé dans le chapitre d'hydrologie.

**R = 1,00m**

**b) Largeur en crête**

Pour la largeur en crête est aussi calculé au niveau de chapitre d'hydrologie

$$b_{cr} = 8,00 \text{ m}$$

**c) Pentés des talus**

Les pentés des talus sont fixées par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations.

Pour les massifs, on donne des pentés qui paraissent optimales.

**Tableau N°V.2: Valeurs indicatives des pentés des talus.**

Hauteur du barrage (m)	Type du barrage	Fruit des talus	
		Amont	Aval
H<5	- Homogène	2,5	2
	- A zones	2	2
5<H<10	- Homogène granulométrie étendue	2	2
	- Homogène à fort % d'argile	2,5	2,5
	- A zones	2	2,5
10<H<20	- Homogène granulométrie étendue	2,5	2,5
	- Homogène à fort % d'argile	3	2,5
	- A zones	3	3
H ≥ 20	- Homogène granulométrie étendue	3	2,5
	- A zones	3	3

Pour les talus on prend :

} Le fruit amont est 3 ( $m_1=3$ )

} Le fruit aval est 2.5 ( $m_2=2.5$ )

**d) Les bermes**

Pour les barrages de grandes hauteurs on prévoit des bermes à chaque 10m de hauteur généralement. Celles-ci servent à augmenter la stabilité des talus, les protéger contre les affouillements et à faciliter les travaux au cours de construction et de réparation. (Faciliter l'accès à tout endroit de bief).

Les bermes sont exécutées pour des hauteurs de (10-15) m, leur largeurs varient de (2 -3) m avec des pentés de l'ordre de (1‰).

### ↓ Talus amont

Une berme est projetée au niveau du parement amont, afin de permettre d'effectuer les contrôles, les réparations et augmenter la stabilité des talus, donc nous aurons une berme de largeur 3m à la cote 793m NGA.

### ↓ Talus aval

les bermes au talus aval servent à l'évacuation des eaux de ruissellement, il y a une seule berme au talus aval .

berme est disposée à la cote 793 m NGA avec une largeur de 3m.

## V.2.2. Dispositif de protection contre les effets de l'eau et description générale des variantes de Protection des talus

Les talus d'un barrage sont sensibles à l'érosion due au ruissellement des eaux des pluies, aux renards provoqués par le ressuyage des eaux de saturation du barrage, en ce qui concerne le parement amont à l'attaque des vagues, il y a lieu donc en général de prévoir une protection pour les talus.

**le talus aval** : sera protégé contre l'érosion par un enrochement qui doit être réalisé immédiatement après l'achèvement des travaux de terrassement, en ayant soins de recouvrir le parement d'une couche de terre végétale de 30 cm.

**le talus amont** : sera protégé par un parement en rip-rap d'enrochement en fonction de la hauteur des vagues  $h_v$  et leur vitesse de propagation  $V$  par la méthode de « T. V.A. ».

Le but principal du rip-rap mis en place sur un remblai est d'empêcher l'érosion et les dégâts pouvant résulter de l'action des vagues. L'expérience a, en général, montré que le rip-rap déversé était le type de protection de talus le plus efficace (CIGB, 1991).

### V.2.2.1. Méthode T.V.A (Tennessee-Valley- Authority):

formule suivante : 
$$e = C \cdot V^2 \dots\dots\dots(V.2)$$

Où :

$e$  : Epaisseur de l'enrochement en [m];

$V$  : Vitesse de propagation des vagues en [m/s]; sachant que  $V=3.20\text{m/s}$

$C$  : Coefficient dont la valeur est en fonction de la pente du talus et du poids spécifique  $\theta$  du matériau d'enrochement.

La valeur de  $C$  est donnée par le tableau suivant (V.3).

**Tableau N°V.3: Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et du poids.**

Pente du talus	Valeur de C pour différents poids spécifique		
	$\theta = 2,50$	$\theta = 2,65$	$\theta = 2,80$
1/4	0,027	0,024	0,022
1/3	0,028	0,025	0,023
1/2	0,031	0,028	0,026
1/1,5	0,036	0,032	0,030
1/1	0,047	0,041	0,038

On a une épaisseur d'enrochement  $e=0,29m$ , pour plus de sécurité on prend  $e= 0,50m$ .

**V.2.2.2. Deuxième Méthode**

• Poids de la roche:  $Q = \frac{\mu}{(\quad)^2} \dots\dots\dots(V.3)$

$\rho$ : poids volumique de l'eau =  $1 t/m^3$

$\rho_p$ : poids volumique de la Pierre  $2.5 t/m^3$

$\mu$ : coefficient égale à 0.025 pour les enrochements.

$h$ : hauteur de la vague.

$\lambda$ : longueur d'onde de la vague.

$m$ : pente du talus  $Q=0,020 T \dots\dots\dots(V.4)$

- Diamètre

$D_p = 1.25 \frac{h}{m} \dots\dots\dots$

$D_p = 0,11 m$

• Epaisseur de la couche:  $e = 2.5 \frac{h}{m} \dots\dots\dots(V.5)$

$e = 0.5m$  ; On prend une couche de 50cm

**V.3. Organes d'étanchéité**

**V.3.1. La clé d'ancrage**

La profondeur de la clé d'encrage est exécutée jusqu'à 6 mètre

On détermine les dimensions du dispositif de l'ancrage par le calcul, et on les corrige d'après les conditions des exécutions des travaux en cas d'utilisation de procédés mécanisés. L'épaisseur d'élément (clef d'ancrage) est égale (3-4) m, prend les talus ( $m_1=m_2=1/1$ )

**V.3.2. Le dispositif de drainage du remblai**

L'expérience montre que, même dans les petits barrages ( $H < 5m$ ) l'absence du drainage engendre couramment des désordres lorsque la ligne de saturation, parfois au bout de plusieurs années de service (remblais très imperméables), finit par recouper le talus aval.

Pour contrôler les infiltrations à travers le remblai, il est nécessaire de mettre en place un dispositif drainant et filtrant.

En ce qui concerne la qualité des matériaux, les principaux essais, outre la granulométrie, sont :

- # Mesure du coefficient de friabilité des sables.
- # Essai Los Angeles (chocs) et l'essai (Micro- Deval) (usure) pour les graviers.
- # Equivalent de sable (la présence d'argile peut entraîner une cohésion et donc la fissuration du matériau).
- # Les matériaux calcaires sont à éviter pour les organes de drainage.

### V.3.3. Le drain vertical

Le drain vertical ou drain cheminée est une alternative intéressante au tapis drainant puisqu'elle permet d'éviter le dysfonctionnement potentiel du drainage consécutif à l'anisotropie de perméabilité, l'épaisseur à retenir pour un tel drain est d'ordre 0.6 m comme une valeur minimal et l'implantation idéal se situe, un peu en aval de l'axe du remblai (afin de bénéficier au maximum de l'étanchéité apportée par le remblai amont).

Le sommet du drain est arasé au niveau normale de la retenue (NNR) ou plus de quelques centimètres (0.1-0.5) m, pour la sécurité il n'est pas nécessaire de le prolonger jusqu'au niveau des plus hautes eaux (NPHE).

## V.4. Drainages

L'objectif fondamental de ses constructions est de contrôler l'évacuation du flux de filtration et réduire le volume des matériaux saturés du barrage, en augmentant ainsi la stabilité de l'ouvrage.

Les conditions des drainages:

- a. Avoir une capacité suffisante pour évacuer l'eau de sorte qu'il ne soit pas colmaté.
- b. Ne pas permettre l'effet de renard; c'est pourquoi, on doit avoir une ou plusieurs couches filtrantes.
- c. On doit contrôler son fonctionnement.

### V.4.1. Prisme de drainage

Les prismes sont les éléments les plus utilisés pour le drainage. Dans sa partie centrale, ils sont construits en pierres et on place un filtre à l'envers au niveau de la zone de contact du remblai et sa fondation. Sa situation est particulière dans la partie du remblai qui passe par la voie de l'oued. Sa hauteur minimale est fonction du niveau d'eau dans le talus en aval et sa stabilité dépend des critères du concepteur. On peut calculer sa hauteur selon  $0.2 H$  où  $H$  est la hauteur du barrage.

**V.4.1.1.Dimensionnement du prisme aval**

↓ **Fruits des talus**

$m_1 = (1 \div 1,75)$  on prend  $m_1=1,5$   
 $m_2 = (1,5 \div 2, 5)$  on prend  $m_2=2,5$

↓ **la hauteur du drain**

Elle est exprimée par  $h_{dr} = (0,15 \div 0,2) * H_{bcr} \dots\dots\dots(V.6)$

Où :  $H_{bcr}$  : Hauteur du barrage ;

AN  $h_{dr}=0,15*26,26 =3,94 \text{ m}$

↓ **la largeur en sommet**

Elle est donnée par  $b_{dr}=(\frac{1}{3} \div \frac{1}{4}) * h_{dr}\dots\dots\dots(V.7)$

AN  $b_{dr}=\frac{1}{3} * 3,94=1,31 \text{ m}$

↓ **largeur en base du drain**

Elle est exprimée par  $B=b_{dr}+(m_1+m_2)*h_{dr}\dots\dots\dots(V.8)$

AN  $B=1,31+(1,5+2,5)*3,94=17,07 \text{ m}$

**V.4.1.2.Epaisseur du drain**

D’après le tableau (V.4) :

**Tableau N°V.4: épaisseur minimal de drain (Gérard DEGOUTTE ,1997)**

$H^2\sqrt{V}$	<30	30 à 100	100 à 300	300 à 700	700 à 1500
Epaisseur(m)	0.50	0.80	1.00	1.20	1.50

H : hauteur du barrage en (m).

V : volume de la retenue en ( $Hm^3$ ).

Notre barrage à  $H=26,26m$ , et  $V=0.16 Hm^3$  donc  $H^2\sqrt{V}=275,84(100\div 300)$

$e_{dr} = 1 \text{ m}$

**V.4.2.Le tapis drainant sous le talus aval**

C’est la solution traditionnellement adoptée pour assurer le drainage d’un remblai homogène, ce tapis de matériau drainant, d’une épaisseur de 0.5m, s’étend sur (1/4-1/3) de l’emprise du barrage.

On note que l’implantation idéale se situe, un peu en aval de l’axe du remblai (afin de bénéficier au maximum de l’effet d’étanchéité apporté par le remblai amont).

**V.4.2.1. Dimensionnement du tapis drainant**

→ **Longueur du tapis drainant**

$$L_d = (1/3 - 1/4) L_b \dots \dots \dots (V.9)$$

$$L_d = 1/3 L_b$$

L<sub>d</sub> : longueur du drain tapis en (m).

L<sub>b</sub> : largeur transversal du barrage (140m).

On trouve : **L<sub>d</sub> = 46.5 m.**

**V.5. Calcul des filtres**

**V.5.1 Règles des filtres**

L'exigence primordiale aux sols des filtres, qu'ils doivent vérifier, les conditions de l'absence du renard.

**Condition 1:**

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32 \sqrt[6]{\eta} \cdot (1 + 0,05 \eta \frac{n}{1-n}) \dots \dots \dots (V.10)$$

D'où

- η : Coefficient d'hétérogénéité du sol du filtre, η = D<sub>60</sub>/D<sub>10</sub> ;
- n : Porosité du sol en fonction d'unité n = n<sub>o</sub> - 0,1 Log η ;
- n<sub>o</sub> = 0,4 pour les sols caillouteux ;
- n<sub>o</sub> = 0,45 pour les sols argileux.

**Condition 2 :**

Condition de (TERZAGI ,1922) (CIGB ,1994):

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4 \dots \dots \dots (V.11)$$

- D<sub>15</sub> : Diamètre de filtre ;
- d<sub>15</sub> : Diamètre du sol à protéger.

**V.5.2. Détermination de la courbe granulométrique des Filtres :**

Selon les critères :

$$12 < \frac{D_{15}}{d_{15}} < 40 \dots \dots \dots (V.12)$$

$$12 < \frac{D_{50}}{d_{50}} < 58 \dots \dots \dots (V.13)$$

On trace les limites des couches de filtres avec :

- D<sub>15</sub>, D<sub>50</sub> : Diamètre de filtre.
- d<sub>15</sub>, d<sub>50</sub> : Diamètre du sol à protéger.



**Granularité de sol protégé :**

$$d_{15} = 0,004 \text{ mm} ; \quad d_{50} = 0,025 \text{ mm} ; \quad d_{85} = 0,12 \text{ mm}.$$

La première couche de filtre est entre des terres du corps du barrage et la première couche de drain a les limites suivantes :

$$- \quad 0,036 \text{ mm} < D_{15} < 0,12 \text{ mm} ;$$

$$- \quad 0,24 \text{ mm} < D_{50} < 1,16 \text{ mm}.$$

La courbe granulométrique moyenne est :

$$D_{15} = 0,076 \text{ mm} ;$$

$$D_{50} = 0,68 \text{ mm}.$$

La deuxième couche des filtres on la détermine de fonction de la courbe moyenne de la première couche :

$$0,936 \text{ mm} < D_{15} < 3,12 \text{ mm}$$

$$8,4 \text{ mm} < D_{50} < 40,6 \text{ mm}.$$

D'où la courbe granulométrique moyenne de deuxième couche du filtre a les dimensions suivantes :

$$D_{15} = 2,04 \text{ mm}.$$

$$D_{50} = 21,9 \text{ mm}.$$

**V.5.3. Vérification de l'absence de renard dans le sol des filtres :**

→ Filtre N°01 :

♥ **Condition 1 :** 
$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32 \sqrt[6]{\eta} (1 + 0,05\eta) \frac{n}{1-n} \dots\dots\dots (V.14)$$

D'après la courbe granulométrique du sable :

$$D_5 = 0,04 \text{ mm} ; \quad D_{10} = 0,05 \text{ mm} ; \quad D_{15} = 0,076 \text{ mm} ;$$

$$D_{17} = 0,06 \text{ mm} ; \quad D_{50} = 0,68 \text{ mm} ; \quad D_{85} = 6 \text{ mm} ; \quad D_{60} = 1,1 \text{ mm}.$$

$$\} \quad \eta = D_{60}/D_{10} = 22 \text{ Coefficient d'hétérogénéité ;}$$

$$\} \quad n_0 = 0,4 \quad \text{d'où } n = 0,26 ;$$

$$\} \quad D_5/D_{17} = 0,67 > 0,39$$

□ La condition est vérifiée donc pas de phénomène de renard dans le sol.

♥ **Condition 2:** (zone de transition)

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0,076}{6} = 0,013 < 4 \dots\dots\dots (V.15)$$

La condition est vérifiée donc pas de zone de transition.

→ **Filtre n°02 :**

♥ **Condition 1:**

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32\sqrt{\eta}(1 + 0,05\eta \frac{n}{1-n}) \dots\dots\dots (V.16)$$

$$D_5/D_{17}=0.67>0,6 : \text{ pour } n=0,31 ; \eta=22.$$

La condition est vérifiée de non-existence du phénomène de renard.

**Conclusion:**

On prévoit:

- Une première couche de filtre en sable d'épaisseur =25 cm.
- La deuxième couche est en gravier d'épaisseur =25cm.
- L'enrochement d'épaisseur = 35 cm.

**V.5.4.Vérification de la nécessité de construire un filtre entre la digue et le drain :**

↳ **Condition de perméabilité :**

$$\frac{D_{15}}{d_{15}} > 5 \dots\dots\dots (V.17)$$

D<sub>15</sub> : diamètre correspondant à 15% du drain.

d<sub>15</sub> : diamètre correspondant à 15%de l'argile.

$$D_{15} = 0.076 \text{ mm}$$

$$d_{15}=0.004\text{mm.}$$

$$\frac{D_{15}}{d_{15}} = \frac{0.076}{0.003} = 19 > 5$$

Donc la condition de perméabilité est vérifiée.

↳ **Condition de non entraînement des particules fines :**

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 5 \dots\dots\dots (V.18)$$

D<sub>15</sub> : diamètre correspondant à 15% du drain.

d<sub>85</sub> : diamètre correspondant à 85%de l'argile.

$$D_{15}=0.078\text{mm, } d_{85}=0.1$$

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0.078}{0.1} = 0,078 < 5$$

La condition est vérifiée donc : la construction d'un filtre n'est pas nécessaire.

La condition assemblée les deux sont :  $5.d_{85} > D_{15} > 5.d_{15}$  donc est vérifié.

## V.6. Protection de la Crête

La crête doit être constituée de matériaux insensibles à l'eau, et à la circulation des véhicules, la couche de protection doit être méthodiquement compactée (une couche de grave argileuse compactée). Pour le barrage homogène, on s'attachera à prévoir une épaisseur de recouvrement suffisante les matériaux de la couche de crête.

La crête est profilée soigneusement, afin d'empêcher toute stagnation des eaux (pour éviter les infiltrations dans le corps du barrage), on préconise, en ce sens, d'adopter un dévers amont uniforme de (3 à 4) % qui permet d'évacuer les eaux de pluie vers le parement amont (mieux protégé).

### V.6.1. Calcul d'infiltration à travers la digue et la fondation

La filtration d'eau à travers le corps du barrage en terre et sous ses ouvrages est créée par la charge d'eau au bief amont. Elle a pour conséquence la perte d'eau et le problème d'instabilité (Renards).

Les statistiques montrent que plus de 50% des avaries de barrages sont provoquées par la déformation de filtration, c'est pourquoi il faut toujours exécuter un calcul de filtration, donc établir la position de la ligne phréatique dans le massif du barrage, déterminer le gradient de filtration, les vitesses de filtration et les débits de filtration à travers de l'ouvrage et le sol de fondation.

### V.6.2. Tracer de la ligne de saturation

Il existe plusieurs méthodes de calcul de filtration à travers des barrages en terres : les méthodes expérimentales, hydromécaniques et les méthodes hydrauliques.

Pour le tracer de la ligne de saturation on utilise la méthode grapho-analytique de KOZENY.

#### ♥ Admissions dans les calculs de filtrations hydrauliques des barrages en terres

1/- On admet la filtration dans un seul plan.

2/- On prend les composantes des vitesses qui ont la direction perpendiculaire à ce plan comme nulles.

3/- On suppose que le sol du massif du barrage soit homogène, isotrope, et que la couche imperméable ait un coefficient de filtration nul.

4/- La position de la ligne phréatique ne dépend pas de la qualité du sol des barrages en terre homogène, mais elle est seulement déterminée par les dimensions de la section transversale du barrage.

- KOZENY a montré que la ligne de saturation peut être assimilée dans sa partie médiane à une parabole d'axe horizontal, dont le foyer « o » est situé au pied du parement aval du barrage (fin du drain).

• L'équation de la parabole s'écrit:  $y^2 - y_0^2 - 2xy_0=0$ ..... (V.19)

Avec :  $y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d$  ..... (V.20)

d : largeur de base du massif.

b : Projection horizontale de la partie mouillée du parement amont.

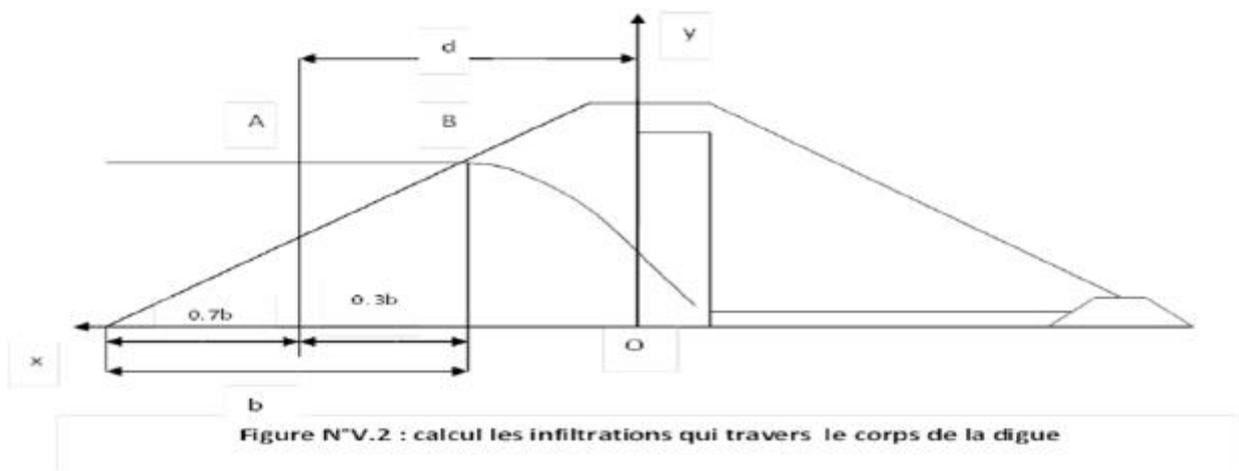
La ligne phréatique coupe le talus aval en un point « C<sub>o</sub> » à une distance « a » du foyer « o » et une distance « a + Δa » du point d'intersection « C » de la parabole de KOZNEY avec le talus aval.

D'après Casagrande « a » ne dépend que de la distance focale de la parabole de base et de l'angle θ du talus aval. Il a dressé la courbe de variation de C : telle que :

$C = \frac{\Delta a}{a + \Delta a}$  en fonction de θ , d'où on peut déterminer « C<sub>o</sub> »

Pour avoir la ligne de saturation, il suffit de relier la parabole de base au point « C<sub>o</sub> » et « b » par une courbe normale au parement amont en « b » et tangente à la parabole.

b : le point d'intersection du talus amont avec le plan d'eau.



On a : d = 25,5m et h=23,32m

$y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d$  Donc :  $y_0 = 9,05m$

L'équation de la parabole s'écrit :

$2xy_0 = y^2 - y_0^2$  donc :  $2x9,05 = y^2 - (9,05)^2$  D'où :  $y^2 = 18,1x + 81,9$

Les coordonnées de la parabole sont données dans le tableau (VI.6).

Tableau N°V.5 : Les coordonnées de la parabole

x	0	4	8	12	16	20	24	28	32	36	40
y	9,05	12,42	15,06	17,29	19,27	21,07	22,72	24,26	25,71	27,08	28,39

Le point d'intersection de la parabole avec la face aval du noyau « c » est déterminé par

l'équation :

$$a + \Delta a = \frac{y_0}{1 - \cos\alpha} \dots\dots\dots (V.21)$$

a : la distance « oc ».

$\Delta a$  : la distance « C<sub>1</sub>C ».

$\alpha$  : angle de face aval du drain avec l'horizontale.

On a :  $\alpha = 90^\circ$  d'où :  $\frac{\Delta a}{a + \Delta a} = 0.25$  et :  $a + \Delta a = \frac{9,05}{1 - 0} = 9,05m$ .

De l'équation (2) on aura :  $\Delta a = 9,05 * 0,25 = 2,263 m$ .

D'où :  $a = 9,05 - 2,263 = 6,79m$                       **a=6,79m     $\Delta a=2,263 m$**

↓ Connaissant « a » et «  $\Delta a$  », on peut tracer le profil de la ligne de saturation.

### V.6.3.Calcul du débit d'infiltration (débit de fuite)

C'est la nature du matériau (Argile) qui conditionne l'écoulement à travers le corps du barrage.

On peut appliquer à celui-ci les règles de l'écoulement à travers une digue homogène,

Le débit de fuite est donné par :  $q_n = K.I.A \dots\dots\dots (V.22)$

$q_n$ : débit d'infiltration ( $m^3/s/ml$ ).

I : gradient hydraulique.

K : Coefficient de perméabilité.

A : section d'infiltration par unité de longueur.

∞ le gradient hydraulique est déterminé  $I = \frac{dy}{dx} \dots\dots\dots (VI.23)$

et :  $A = y.I$

Pour une digue homogène assis sur fondation imperméable

$$q_n = Ky \frac{dy}{dx} \dots\dots\dots (VI.24)$$

Avec :  $y \frac{dy}{dx} = y_0$

D'où :  $q_n = Ky_0 \ m^3/s/ml$ .

Soit :  $q_n = 7 \cdot 10^{-7} * 9,05 = 6,33 * 10^{-6} \ m^3/s/ml$                        $\Rightarrow$                        **$q_n = 6,33 * 10^{-6} \ m^3/s/ml$ .**

$Q = q.L = 140 * 6,33 * 10^{-6} \ m^3/s$                        $\Rightarrow$                        **$Q = 8,86.10^{-4} \ m^3/s$**

**VI.6.4.Vérification de la résistance d’infiltration du sol du barrage**

**1. dispositif d’étanchéité**

La résistance d’information du sol du noyau est donnée par :  $I = \frac{\Delta H}{\delta n} \leq I_{adm} \dots\dots\dots (V.25)$

$\Delta H$  : perte de charge dans le noyau :  $\Delta H (H_{amont}- H_{aval})$  de la ligne de saturation.

$\delta n$  : épaisseur de la clé d’etancheite.

$I_{adm}$  : gradient hydraulique admissible ; on le détermine à partir du tableau (V.6)

**Tableau N°V.6: gradient hydraulique admissible (V.volkov, 1986)**

sol du corps du barrage	Classification de l’ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1.5	1.6	1.8	1.95
Limon	1.05	1.15	1.25	1.35
Sable- moyenne	0.7	0.8	0.9	1
Limon sableux	0.55	0.65	0.75	0.86
Sable fin	0.45	0.55	0.65	0.75

Do  
nc:  
 $I_{adm}$   
=1.  
80;  
D  
'où  
la r  
ésis

tance à l’infiltration du sol de la clé d’étanchéité est assurée.

**V.6.5.Calcul du débit d’infiltration à travers la fondation :**

On a :  $q = \frac{K.H_e.T}{nL} \dots\dots\dots (V.26)$

T : Profondeur du sol de fondation perméable

$H_e$  : charge de la retenue.

L : L’emprise de la retenue.

n : coefficient qui tient compte de l’allongement des filets en conséquence de la courbure.

« n » : est donné par le tableau(V.4) en fonction de L/ T.

**TableauN°V.7: la valeur ‘n’ en fonction de L/T**

L/T	20	5	4	3	2	1
n	1.15	1.18	1.23	1.30	1.44	1.87

On a :  $L/ T = 14$  Donc :  $n = 1,17.$   
D’où:  $q = 6,41.10^{-7} m^3/s/ml$

A travers toute la fondation le débit est de :  $q = 8,97. 10^{-5} m^3 /s$

## **Introduction**

Les barrages sont habituellement équipés par des ouvrages annexes ont pour objectif L'établissement de la retenue et l'assurances de la sécurité du barrage.

Si on veut classer ces ouvrages d'après les critères de fonctionnement de chaque ouvrage, on distingue :

- L'ouvrage de l'évacuateur de crues.
- L'ouvrage de prise d'eau.
- L'ouvrage de vidange de fond.
- L'ouvrage de la dérivation provisoire.

En plus dans chaque catégorie de ces ouvrages on les trouve différentes variantes, représentants des avantages et des inconvénients, ça nous simplifier de choisir le type d'ouvrage le plus approprié (fonctionnement - économie) à notre retenue.

### **VI.1. Ouvrage d'évacuateur de crues**

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.

#### **VI.1.1. Critères de choix de l'évacuateur de crue**

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

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

Les évacuateurs de crues se divisent en deux catégories selon les principes type :

- a. l'évacuateur à écoulement libre.
- b. L'évacuateur par puit noyé.

## VI.1.2. Différents types des évacuateurs de crues

### 01/ Evacuateur de crues en puit (tulipe)

Dans ce type d'ouvrage, le déversoir en lui-même est circulaire ou semi-circulaire, il se prolonge par un puit coudé suivi d'une galerie ou d'une conduite à écoulement à surface libre et un dissipateur d'énergie aval.

La loi de débit est similaire à celle des évacuateurs de surfaces linéaires en écoulement dénoyé, mais lorsque l'ouvrage est noyé, il se comporte comme un orifice à veine mouillée.

Ce type d'ouvrage équipera le plus souvent les grands barrages vu les avantages :

- a) Evacuation d'importants débits ( $80 < Q < 6000$ ) m<sup>3</sup>/s.
- b) Bon fonctionnement avec forte chute pour des grandes charges.

En parallèle ce type d'évacuateurs représente les inconvénients :

- a) Problème de saturation (Débit supérieur à celui de dimensionnement, charriage)
- b) Problème de vibration.
- c) Problème de liaison difficile à assurer (digue - conduite ou galerie).
- d) Prévoir des protections anti-vortex (coût et entretien).
- e) Dissipation au pied de la digue.

### 02/ Evacuateur de crues latéral à entonnement latéral

Ce type d'ouvrage est à écoulement à surface libre, son critère de choix est purement topographique.

Ce type représente l'avantage principal d'une limitation du volume des fouilles avec une grande largeur déversant.

L'inconvénient majeur est celui de la saturation, puisque la capacité de débit est limitée par la section d'entonnement du coursier.

### 03/ Evacuateur de crue latéral à entonnement frontal

Ce type appartient à la catégorie des évacuateurs à écoulement à surface libre. Il représente les avantages :

- 1) Fonctionnement très sûr même pour des débits dépassant le débit de la crue de projet.
- 2) Facilité de réalisation.

Ces inconvénients sont :

- 1) Le coût peut élever.
- 2) La difficulté de modification.

#### 04/ Evacuateur de crues en siphon

Ce type d'ouvrage est à écoulement en charge, posé sur le corps du barrage, il représente les avantages :

- 1) Aucune exigence topographique.
- 2) Calcul usuel.

Ces inconvénients sont :

- 1) Amorçage et le désamorçage.
- 2) Entretien indispensable.
- 3) Débit faible à évacuer.
- 4) Dispositif sur le corps de la digue.

#### VI.1.3. Choix de la variante

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

➤ L'évacuateur de crue latéral s'adapte au site du fait que les excavations seront réduites, mais le problème de saturation pour une crue de débit qui peut dépasser celui de la crue de projet rend celle-ci peu fiable.

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

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

*La variante d'évacuateur de crues à retenir est celle d'un évacuateur latéral à entonnement frontal.*

## VI.2. Ouvrage de Prise d'eau

Le but de cet ouvrage est d'assurer le débit de pointe de la demande aval entre le niveau normale de la retenue et le niveau de plus basses eaux, en tenant compte d'un prélèvement d'eau de qualité compatible avec sa destination.

### VI.2.1. Type de prise

#### a) *Prise d'eau flottante*

Elle permet un prélèvement d'eau à une profondeur constante et permet aussi la réparation des fonctions de prises et de vidange ; mais, c'est un système qui comporte des inconvénients puisqu'il nécessite des mécanismes relativement sophistiqués qui demandent un entretien périodique à leurs pièces hydromécaniques. Vu ces inconvénients, cette variante est rejetée.

#### b) *Prise d'eau fixée à un tour de prise*

C'est un dispositif coûteux du point de vue technique, il est préférable puisqu'il permet le prélèvement d'eau à plusieurs niveaux et d'autre part, les fonctions prises et vidange sont séparées.

Cette variante est rejeté parce que il est coûteux et très compliqué pour ta réalisation et aussi ce système et utilise pour grand barrage.

#### c) *Conduite de vidange et de prise d'eau en charge*

Cette variante est économique étant donné que les deux ouvrages (prise et vidange) sont regroupés en un seul ouvrage.

Cette variante est envisageable lorsque le débit prélevé est inférieur à 3 m<sup>3</sup>/s et pas de risque de l'apport solide.

Malgré il y a des inconvénients pour ce système mais nous avons adopté parce que le plus économique et le plus simple pour la réalisation.

### VI.2.2. Choix de la variante

Vu la destination du retenue (irrigation des parcelles adjacentes), le prélèvement des eaux peut être effectué à un niveau unique, la qualité des eaux n'est pas d'une grande turbidité vu les apports solides faibles. L'ouvrage de prise en conduite permet la prise avec faible perte de charge, et un coût relativement faible par rapport aux deux autres variantes (flottantes, tour de prise), cela rend celle-ci la variante la plus adéquate.

*La variante de l'ouvrage à retenir est celle d'une tour de prise.*

### VI.3. Ouvrage de vidange

L'ouvrage de vidange est primordial pour un barrage, il a pour rôle :

} D'assurer la vidange de la retenue en quelques jours en cas d'avarie grave constatée sur les ouvrages (Renards, glissement d'une partie de talus aval .....).

} De vider la tranche morte en fin saison d'utilisation des eaux stockées pour l'entretien de la retenue (curage éventuel des dépôts et des parties amont du collinaire (prise, parement amont de la digue).

} De faire passer les eaux lors de la montée du remblai (évacuation de la crue de chantier).

L'ouvrage de vidange peut être de plusieurs types tels que :

#### VI.3.1. Conduite de vidange en charge

L'ouvrage est généralement combiné avec celui de la prise ou de l'évacuateur de crue (tulipe). La conduite de vidange doit être en acier enrobé de béton armé ou une conduite en âme tôle sous le remblai, son diamètre est fonction du débit à évacuer.

#### VI.3.2. Conduites à écoulement libre

Deux types de conduites peuvent être employés pour les réaliser :

} Le tuyau cylindrique de gros diamètre en acier.

} La canalisation en béton de type galerie ou ovoïde (1 à 2) m de hauteur.

L'aération de l'écoulement dans ces conduites est nécessaire, on prévoit donc un reniflard à l'aval immédiat de la vanne amont afin d'éviter les phénomènes de battements ou de vibration sous l'effet de passage en écoulements instables à forts débits.

Il peut être judicieux de prévoir la vidange sous forme d'un pertuis dans l'évacuateur de surface (déversoir poids, barrage déversant), comportant un système d'obturation par vanne à glissement ou, plus simplement, par un batardeau. Ce système est rustique il est moins soumis aux aléas d'entretien, tel que blocage de vannes.

#### VI.3.3. Choix de la variante

L'ouvrage de vidange à batardeau est rejeté de point de vue type de barrage (en terre), donc on ne peut retenir que la conduite 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.

- La conduite en charge est plus économique et peut être placée dans la galerie de dérivation sans aucun risque.
- La variante de l'ouvrage à retenir est celle d'une conduite en charge.

*La variante de l'ouvrage de vidange à retenir est celle d'une conduite en charge.*

#### VI.3.4.Recommandation pour les dispositifs constitués de la conduite de vidange

• Il faut d'une part une protection amont afin d'éviter tout problème dû au transport solide (colmatage), et d'autre part prévoir un dissipateur d'énergie à l'aval pour éviter les affouillements.

- Prévoir une bonne assise pour la conduite.
- Prévoir le nombre et la position des vannes nécessaires en fonction des types des conduites, de leurs diamètres, de la charge amont du barrage et du volume stocké. Quelques dispositifs minimums de vidange qu'ont doit tenir en compte sont donnés dans le Tableau (VI-1).

**Tableau VI.01 : type de vidange de fond en fonction de  $H^2 \cdot V \sqrt{v}$**

$H^2 \cdot \sqrt{v}$	Type de conduite	Diamètre (mm)	Nombre de position des vannes
$\leq 30$	P V C ou Acier	(160 – 200) 300 en Acier	Une vanne en aval
30 à 100	Acier	300 - 400	
100 à 300	Acier ou béton en âme tôle	400 – 600	une vanne de garde amont et une vanne avale
300 à 700		600 – 800	
700 à 1500		800 - 1200	
$\geq 1500$	Galerie en béton armé (tuyau posé dans la galerie de visite)		Vanne de garde et vanne réglable en avale.

H : Hauteur du barrage en [m].

V : Volume d'eau stocké en [M m<sup>3</sup>].

Pour le conduite de vidange on prévoit une surélévation par rapport à la galerie de dérivation pour éviter tout risques d'envasement pouvant à la suite bloquer la vanne.

L'ouvrage de vidange sera constitué de deux vannes, une vanne de garde. (Batardeau) en amont et une autre en aval.

## VI.4. Dimensionnement de l'ouvrage de vidange

### VI.4.1. Calcul du débit de vidange

La plupart des barrages réservoirs doivent être munis d'un ouvrage de vidange placé en fond de la retenue et ayant une capacité d'évacuation plus importante.

Les rôles de cet organe sont les suivants :

- Laisser passer le débit courant de la rivière ou une petite crue éventuelle, pendant la construction du barrage.
- Vider la retenue pour la surveillance, l'entretien et les réparations du barrage et de ses ouvrages annexes, ou en cas de danger.
- Accessoirement remplacer la prise d'eau ou permettre la répartition de celle-ci en cas de défaillance.

Un dispositif de vidange est absolument indispensable pour tout barrage de retenue qui représente un investissement notable.

La conduite de vidange est généralement disposée sous le barrage. Exceptionnellement, pour les gros ouvrages, il peut être intéressant de prévoir une galerie latérale. Elle peut fonctionner sous pression si son diamètre est petit ou moyen, ou en écoulement à surface libre lorsqu'elle est de gros diamètre.

Se basant sur la capacité du déversoir, le gabarit et les dimensions du barrage et pour des raisons d'économie, l'évacuation des eaux pendant le chantier se fait à l'aide de la conduite de vidange de fond à condition que les travaux soient entamés en début de la période sèche et que l'ouvrage d'entrée ne soit réalisé qu'après l'achèvement des travaux de la digue

La capacité de la conduite doit permettre la vidange en huit (8) jours.

Le débit de vidange du volume utile est de

$$Q = \frac{V_U}{T} + Q_0 \dots\dots\dots (VI.1)$$

Avec :  $Q_0$  : Débit moyen entrant de l'Oued

$V_U$  : volume utile de retenue ( $V_U = 190100 \text{ m}^3$ )

$T$  : temps de vidange en seconde estimé à 10 jours à raison de 16 heures par jour.

On trouve :  $Q = 2,5 \text{ m}^3/\text{s}$

**VI.4.2. Calcul hydraulique :**

Ce calcul consiste à déterminer la section et le diamètre de la conduite de vidange, on utilise la formule de l'écoulement en charge :

$$Q = \mu S \sqrt{2gz} \dots\dots\dots (VI.2)$$

Q : débit de vidange en m<sup>3</sup>/s

$\mu$  : coefficient de débit

S : section de la conduite en m<sup>2</sup>

Z : différence de niveau d'eau entre le bief amont et le bief aval en m.

$$S = \frac{Q}{\mu \cdot \sqrt{2gZ}} = \pi \frac{d^2}{4} \dots\dots\dots (VI.3)$$

Préalablement on prend  $\mu = 0.62$

On trouve :  $S = 0,178 \text{ m}^2$

$$d = \sqrt{\frac{4S}{\pi}}$$

D'où  $d = 0,477 \text{ m}$  ; on prend **d = 500 mm**.

**Conclusion :**

Une vanne papillon de 250 de diamètre sera placée dans la chambre de commande des vannes en aval de la conduite de vidange. Les vannes peuvent être soit opérées manuellement soit à distance par des organes de commande hydrauliques.

## Introduction

Les évacuateurs de crues sont des dispositifs de sécurité placés dans les barrages pour assurer convenablement l'évacuation des trop-pleins et leur restitution adéquate dans le thalweg en aval. Ces trop-pleins sont calculés sous forme de crues exceptionnelles.

### VII.1.Choix de l'emplacement de l'évacuateur de crues

Le choix du type de l'évacuateur, de son dimensionnement est une phase essentielle dans la conception d'un barrage, car sa sécurité et sa longévité en dépendent.

L'emplacement de l'évacuateur de crues dépend essentiellement de la géologie et de la topographie du site, tout en tenant compte bien sûr des facteurs économiques et de la sécurité de l'aménagement.

- De point de vue géologique, les deux rives favorisent l'implantation de l'évacuateur de crues (aucun problème d'instabilité des rives, bonne géologie).
- La topographie du terrain permet l'implantation de l'évacuateur de crues avec toute sa longueur déversante.

#### 1. Rive droite :

On remarque que l'implantation de l'évacuateur de crues sur cette rive est difficile car la pente est importante. Ceci peut entraîner des phénomènes hydrauliques dangereux (cavitation, dépression, instabilité de l'écoulement) qui par conséquent influent sur la stabilité de l'ouvrage.

#### 2. Rive gauche :

L'évacuateur de crues implanté sur cette rive sera rectiligne sur toute sa partie déversante et ses ouvrages intermédiaires (coursier, chenal), et aura une longueur moins importante (aspect économique).

✦ Après ce qu'on vient de voir, la rive gauche est la plus avantageuse pour l'implantation de l'évacuateur de crues. Donc celui-ci à entonnement frontal sera projeté sur cette rive.

### VII.2.Dimensionnement hydraulique

Avant de procéder aux calculs hydrauliques, on doit vérifier la fiabilité de l'évacuateur de crues avec sa longueur déversante de 20m lors de l'évacuation de la crue cinq centennale.

Pour cela on a établi un laminage de cette crue par la méthode « pas- par pas » et on a obtenu les résultats donnés dans le tableau N°VII.1.

**Tableau N°VII.1 : Récapitulatif des résultats**

Largeur déversante « m »	Lame déversante « m »	Débit déversant « m <sup>3</sup> /s ».
14	1,84	74,33

Cette charge est acceptable de point de vue que le niveau des plus hautes eaux sera encore inférieur à la crête du barrage et même inférieur à celle du noyau, donc on n'aura aucun risque de submersion.

Les calculs hydrauliques seront donc établis pour la même largeur déversante (14m) et pour la même charge ( $h_{dév} = 1,84$  m) et le même débit déversant ( $74,33$  m<sup>3</sup>/s).

L'évacuateur de crues comprend les éléments suivants :

- Un canal d'amenée.
- Un seuil déversant pour le contrôle du débit.
- Un ouvrage intermédiaire comprend (chenal- convergeant- coursier).
- Un dissipateur d'énergie.
- Un canal de restitution.

### VII.2.1. Canal d'amenée :

Le canal d'amenée (d'approche) permet de guider calmement la crue vers le seuil déversant.

#### Vitesse d'approche :

La vitesse d'approche est donnée par la formule :

$$V_{ap} = \frac{Q}{S_{cana}} \dots \dots \dots (VII.1)$$

Q : Débit à évacuer (m<sup>3</sup>/s).

$S_{cana}$  : Section du canal (m<sup>2</sup>).

$$S_{cana} = H \times b.$$

H: Charge d'eau (m).

$$H = h + P.$$

P : Hauteur de pelle (1,5m).

h : Lame déversante (m).

$$V_{approche} = 1,59 \text{ m/s}$$

$$V_{ap} \leq V_{adm} (4.4 - 10) \text{ m/s} \quad (\text{Donc pas de risque de l'érosion.})$$

### VII.2.2. Déversoir

Le déversoir est à seuil profilé (Creager), il est le mieux adapté pour l'écoulement de sorte que la lame d'eau déversante épouse le profil du déversoir.

Les coordonnées du profil Creager sont déterminées par l'équation :

$$Y = \frac{X^{1.85}}{2H^{0.85}} \dots \dots \dots (VII.2)$$

H : Charge sur le déversoir (m).

Les coordonnées du déversoir sont données par le tableau ci-dessous et le profil du déversoir est représenté par la Figure N°VII.1.

Tableau N°VII.2: les coordonnées de profil :

<b>X(m)</b>	0,00	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
<b>Y(m)</b>	0,00	-0,0042	-0,02	-0,03	-0,05	-0,08	-0,12	-0,15	-0,20	-0,25	-0,30

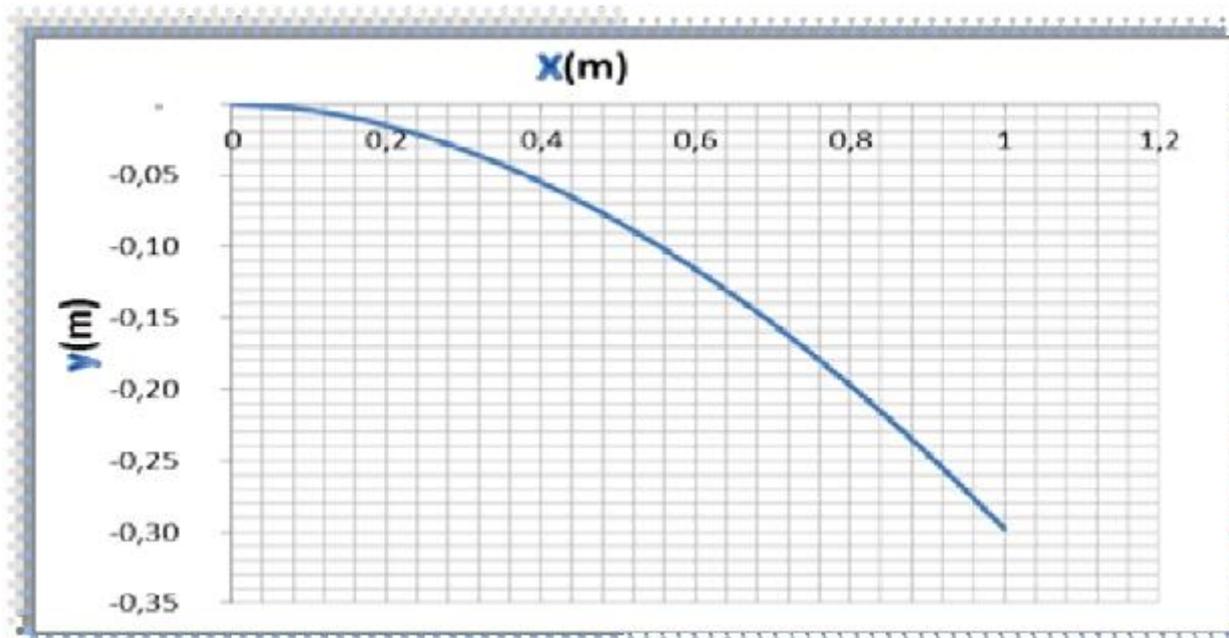


Figure N°VII.1 : Profil Creager

### VII.2.3.Chenal d'écoulement

Le chenal d'écoulement fait suite directement au déversoir, il permet de véhiculer l'eau déversée au coursier par l'intermédiaire d'un convergent. La longueur du chenal est fonction de la topographie du terrain, elle est prise égale à 8 m, et sa pente est de 0%.

### VII.2.4.Calcul du convergent

Le convergent et 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.

La longueur du convergent est estimée par la formule suivante :

$$\text{Ou :} \quad L = 2,5 (l_1 - l_2) \dots\dots\dots(\text{VII.3})$$

$l_1$  : est la largeur au plafond du bief amont

$l_2$  : est la largeur au plafond de la section de contrôle

$$\text{A.N :} \quad L = 2,5 (14 - 7) = 17,5\text{m}$$

### VII.2.5. Le coursier

Le coursier est un ouvrage de raccordement, il fait suite au chenal d'écoulement, sa fonction est de conduire l'eau au dissipateur d'énergie. Pour assurer de bonnes conditions de l'écoulement il est conseillé de lui donner une section rectangulaire.

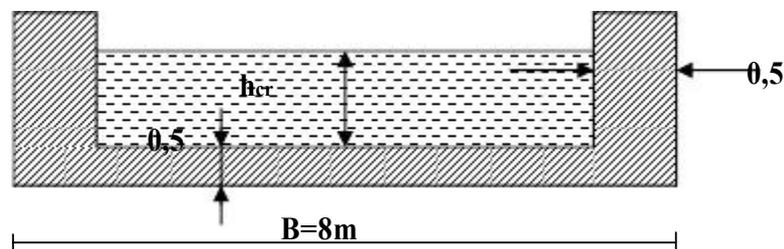


Figure N°VII.2 : Coup en travers de coursier

#### a) Largeur du coursier

Soit :  $L_{cour} = 74,33^{0,4} = 5,60m$  On prend :  $L_{Cour} = 7m$

#### b) Longueur du coursier

La longueur du coursier est obtenue directement du plan topographique.

$L_{cou} = 150 m$

et :  $I_{cou} = 13,08\%$

#### c) La profondeur critique

La condition de l'état critique est :  $\frac{Q^2 L}{g \cdot S^3} = 1 \dots\dots\dots (VII.4)$

Pour un canal rectangulaire :  $h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot L^2}} \dots\dots\dots (VII.5)$

L : est la largeur du coursier égale à 6m.

A.N  $h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{74,33^2}{9,81 \cdot 7^2}} = 1,96m$   $H_{cr} = 2,25m$

#### d) Pente critique :

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{C^2 cr S cr^2 R cr} \dots\dots\dots (VII.6)$$

$S_{cr}$ : Section critique ( $m^2$ ).

$P_{cr}$  : Périmètre critique (m).

$R_{cr}$  : Rayon critique (m).  $R_{cr} = S/P = 1,36$

$C_{cr}$  : Coefficient de CHEZY  $C_{cr} = 75,27$  pour : ( $n = 0.014$  revêtement de béton)

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

$$I_{cr} = \left( \frac{74,33}{75,27 \cdot 15,75 \cdot 1,36^{1/2}} \right)^2 \cdot 100\% = 0,28\%$$

**Donc :**  $I_{cr}=0,28\%$    $I_{coursier} > I_{cr}$

### Calcul de la profondeur normale

A l'aide de logiciel CanalP

$Y_n=0,4m$

### e) Calcul de la ligne d'eau dans le coursier

Le calcul de la ligne d'eau est fait par un moyen informatique.

**Tableau N°VII.03: Calcul de ligne d'eau**

Q (m3/s)	Strickler	I (m/m)	$Y_n$ (m)	$Y_c$ (m)	régime	L bief (m)
74,33	71	0,1308	0,40	2,25	NT	150

**Tableau N°VII.04: Ligne d'eau à pas d'espace de 10 m**

section	abscisse (m)	pas (m)	Y (m)	Fraude	HS (m)
amont	0	10	2,25	1,004518205	3,39
1	10	10	1,74	1,477092581	3,64
2	20	10	1,53	1,791407726	3,98
3	30	10	1,35	2,161379044	4,50
4	40	10	1,28	2,341082048	4,79
5	50	10	1,22	2,515891125	5,08
6	60	10	1,2	2,579049751	5,19
7	70	10	1,15	2,74906386	5,50
8	80	10	1,12	2,860253694	5,70
9	90	10	1,09	2,979146376	5,93
10	100	10	1,06	3,106510252	6,17
11	110	10	1,02	3,291026137	6,54
12	120	10	0,86	4,250929596	8,63
13	130	10	0,76	5,116950322	10,71
14	140	10	0,72	5,54923152	11,81
aval	150	10	0,7	5,788746469	12,43

$$h_{cr} = 2,25\text{m.} \quad h_n = 0,56\text{m} \quad \text{et} \quad h_c = 0,70 \text{ m.}$$

$h_c$  : La hauteur d'eau dans le coursier.

On a :

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g h_c}}$$

Où :  $Fr$  : nombre de froude;  $V$  : Vitesse de sortie du coursier tel que  $V = \frac{Q}{S}$ .

Donc :

$$V = \frac{74,33}{7 \cdot 0,70} = 15,17\text{m/s}$$

$$Fr = \frac{15,17}{\sqrt{9,81 \cdot 0,70}} = 5,79$$

### VII.2.6. Dissipateur d'énergie :

L'énergie obtenue à la fin du coursier et qui est due à la grande vitesse de l'écoulement 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 et donc par un changement du régime d'écoulement du torrentiel au fluvial. Pour la dissipation de l'énergie on a opté pour un bassin de dissipation à ressaut, dont la forme et le type dépendent de l'énergie de l'écoulement torrentiel.

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 (Écoulement très turbulent).

Pour notre cas :

$FR \geq 4.5$  et  $V \geq 15 \text{ m/s}$  Donc on doit projeter un bassin de dissipation « type III ».

Voir Annexe 9.

#### 1. Dimensionnement du bassin

De l'abaque de l'annexe 9 On a :

$$\frac{Y_2}{Y_1} = \frac{1}{2}(\sqrt{1+8Fr^2} - 1) \quad \text{Donc : } \frac{Y_2}{Y_1} = 7,703$$

$$Y_1 = 0,700\text{m} \quad \text{D'où : } Y_2 = 5,392\text{ m}$$

## 2. Longueur du bassin

De l'abaque de l'Annexe [III] on a :

$$\frac{L}{Y_2} = 4 \quad \text{Donc : } L_{\text{bas}} = 4 * 5,392 = 21,568\text{ m.}$$

On prend  $L_{\text{Bassin}} = 21,57\text{ m}$

## 3. Dimensionnement des blocs Chicanes :

- La hauteur des blocs de chutes :  $h_1 = Y_1 = 0,700\text{ m.}$
- La largeur des blocs de chutes :  $l_1 = Y_1 = 0,700\text{ m.}$
- Espacement entre deux blocs de chutes :  $e_1 = Y_1 = 0,700\text{ m.}$
- Hauteur du seuil denté :  $h_2 = 0.2 Y_2 = 1,078\text{ m.}$
- La largeur d'une dent :  $l_2 = 0.15 Y_2 = 0,809\text{ m.}$
- Espacement entre deux dents :  $e_2 = 0.15 Y_2 = 0,809\text{ m.}$

### VII.2.7. Canal de restitution

Le canal de fuite de section trapézoïdale avec un talus 1/1 et une pente  $I_c = 0,6\%$  a pour rôle de conduire l'eau après sa dissipation au cours d'eau naturel.

La largeur de canal est de 6m.

#### 1) La hauteur critique

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

$$\text{Avec : } K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g b^2}} \quad \text{et : } \sigma = \frac{K \cdot m}{b} \quad [m = 1].$$

$$\text{Donc : } K = \sqrt[3]{\frac{74,33^2}{g \cdot 10^2}} = 1,79 \quad \text{et} \quad \sigma = \frac{1,79 \cdot 1}{6} = 0,30$$

D'où :

$$h_{\text{cr}} = \left(1 - \frac{0,30}{3} + 0.015 \cdot 0,30^2\right) \cdot 1,79 = 1,61\text{m}$$

#### 2) Pente critique :

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

$$S_{cr} = m \cdot h_{2cr} + b \cdot h_{cr} \quad \text{Soit :} \quad S_{cr} = 12,25 \text{ m}^2$$

$$P_{cr} = b + h_{cr} \cdot \sqrt{1 + m^2} \quad \text{Soit :} \quad P_{cr} = 8,28 \text{ m}$$

$$R_{cr} = S_{cr} / P_{cr} \quad \text{Soit:} \quad R_{cr} = 1,18 \text{ m}$$

$$C_{cr} = \frac{1}{n} \cdot R_{cr}^{1/6} \quad \text{Soit :} \quad C_{cr} = 76,25$$

$$I_{cr} = \frac{74,33^2}{12,25^2 \cdot 76,25^2 \cdot 1,18} \cdot 100\% = 0,53\%$$

### 3) La profondeur normale :

La profondeur normale du canal est tirée directement des calculs ; on a :

$$h_n = 1,572 \text{ m}$$

### 4) La vitesse de l'écoulement :

$$V = Q/S = C \cdot \sqrt{RI}$$

$$\text{Soit:} \quad V = 76,25 \sqrt{1,18 \cdot 0,006} = 6,41 \text{ m/s}$$

$V \geq V_{adm}$  (1,8 à 2,2) m/s ; donc il faut prévoir une protection aval en enrochement.

## VII.3. Conception de l'évacuateur de crues

Après le dimensionnement hydraulique des éléments de l'évacuateur de crues, et le calcul de la ligne d'eau ; on doit vérifier l'apparition des phénomènes hydrauliques pour prévoir la hauteur finale des murs bajoyers.

### VII.3.1. Hauteur des murs bajoyers

#### 1) Hauteur des murs à l'entrée du déversoir

On a :

$$h_m = h_e + r$$

$h_m$  : Hauteur des murs bajoyers en [m].

$h_e$  : Lamme d'eau sur le déversoir [m].

$r$  : Revanche de sécurité (m) donnée par [ $r = 0,61 + 0,14 V^{1/3}$ ].

**On prend  $h_m = 3 \text{ m}$**

#### 2) Hauteur des murs du chenal

Sur le long du chenal d'écoulement, la hauteur des bajoyers c'est le même que du déversoir  $h = 3 \text{ m}$

#### 3) Hauteur des murs au début du convergent

$$h_m = 3 \text{ m}$$

#### 4) Hauteur des murs du coursier

$$h_m = 2.75 \text{ m}$$

#### Remarque :

Les murs bajoyers sont construits en béton armé d'une épaisseur de 0,5m le long de tous les éléments de l'évacuateur de crues. Ces murs assurent l'acheminement régulier des eaux sans débordement, vers l'aval et même servent à maintenir les terres tout autour du coursier et du déversoir.

### VII.3.2. Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier

#### 1) Entraînement d'air :

$$\frac{D}{n} = f\left[\left(\frac{q}{\sqrt{gn^3}}, I\right)\right] \quad \text{et} \quad q = Q/b = 10,61 \text{ m}^3/\text{s/m.l}$$

$$\frac{q}{\sqrt{gn^3}} = \frac{10,61}{\sqrt{g \cdot 0,014^3}} = 2045$$

Soit :  $\frac{D}{n} = 2045$

D'où :  $D = 28,63\text{m}$

Vu la longueur totale du coursier qui est de 150 m, il n'y aura pas une apparition du phénomène d'entraînement d'air.

#### 2) Vérification de l'apparition des vagues roulantes :

Les vagues roulantes apparaissent si les deux conditions sont vérifiées :

$$\frac{b}{h} \geq (10 \div 12) \quad \text{et} \quad Fr^2 \geq 40 .$$

h : Profondeur d'eau minimale dans le coursier.

Donc :  $\frac{b}{h} = 10 \leq (10 \div 12)$  et  $Fr^2 = 33,52 \leq 40$

Les vagues roulantes n'apparaissent pas sur tout le long du coursier.

## VIII .1.Calcul de stabilité

### VIII.1.1.Généralité sur la stabilité des barrages (Talus)

La demande croissante de construire des ouvrages par des remblais et des déblais a augmenté le besoin de bien comprendre les méthodes analytiques, outils investigateurs et les méthodes stabilisantes afin de résoudre les problèmes de stabilité des inclinaisons. Les méthodes de stabilisation impliquent des techniques spéciales de construction qui doivent être compris et modelées dans des chemins réalistes.

Une compréhension de la géologie, d'hydrologie et des propriétés du sol est importante pour appliquer les principes de la stabilité correctement. de ce fait, l'études de la stabilité des pentes est d'une importance primordiale dans la construction des excavation des digue, des barrages...,elles a faites l'objet de plusieurs méthode de calcul qui ont été développées afin d'étudier le mécanique de rupture.

La stabilité des talus peut être calculée par plusieurs méthodes, on utilise le plus souvent la méthode grapho-analytique (Méthode de FELLENIUS) dite « méthode des tranches », qui est de calcul en rupture circulaire.

L'étude de stabilité d'un remblai peut se conduire de deux manières :

1. soit par un calcul de vérification de la stabilité, les valeurs caractéristiques du remblai étant fixent et / ou déterminer à priori.
2. Soit par une série de calculs dit dimensionnement, ou l'on fait varier un ou plusieurs paramètres (angle de talus ...) jusqu'à aboutir le coefficient de sécurité souhaité.

Schématiquement, deux formes d'instabilité mécanique peuvent être distinguées :

#### 1. Le glissement des talus : Il existe plusieurs types

glissement circulaire sur un talus (le cercle de glissement recoupe parfois la fondation si le matériau la constituant présente des caractéristiques mécaniques médiocres).

↓ Glissement en cascade

↓ Glissement, puit renard

Ces deux derniers types se manifestent lorsque le cercle émanant du talus aval recoupe le talus amont à un niveau inférieur à la côte du plan d'eau amont.

#### 2. l'instabilité mécanique en fondation

### VIII.1.2.Conséquences de l'instabilité des talus

- Déformation ou rupture des dispositifs internes de drainage (conséquence directe)
- Rupture des canalisations de vidange ou de prise d'eau
- Interception et remontée de la ligne de saturation et augmentation du débit de fuite (conséquence indirecte).

La vérification de la stabilité des talus tient compte des caractéristiques géotechniques des matériaux de construction et du sol de la fondation.

Le calcul se fait pour trois cas de fonctionnement :

- A la fin de construction (Talus aval).
- Fonctionnement normal (talus aval).
- Lors d'une vidange rapide (talus amont).

La vérification des talus de barrage par la méthode grapho-analytique consiste en détermination du coefficient de stabilité « K », qui est égal au rapport du moment des efforts de stabilité sur le moment des efforts de basculement (forces motrices), par rapport au centre de glissement du terrain qui doit être supérieur ou égal au coefficient admissible «  $k_{adm}$  »

### VIII.2. Ordre de calcul (Méthode des tranches)

1. Tracer à l'échelle le profil en travers du barrage.
2. Tracer deux lignes au milieu du talus moyen (Point B), la première est verticale, la deuxième avec un angle  $85^\circ$  par rapport à la ligne du talus.
3. Tracer les arcs des cercles de rayons  $R_1$  et  $R_2$  avec :

$$R_1 = K_1 H_b \dots\dots\dots(VIII.1)$$

$$R_2 = K_2 H_b \dots\dots\dots(VIII.2)$$

$H_b$  : Hauteur totale du barrage.

( $K_1$ - $K_2$ ) : sont déterminés d'après le tableau (VIII.1) en fonction de pentes de talus.

**Tableau N° VIII.1 .valeurs de  $K_1$ ,  $K_2$  en fonction de pente de talus**

Pente de talus	1	2	3	4	5	6
$K_1 = R_1/H_b$	0,75	0,75	1,0	1,5	2,2	3
$K_2 = R_2/H_b$	1,5	1,75	2,3	3,75	4,8	5.5

Le centre des rayons étant le point « B »

L'intersection des rayons  $R_1$  ;  $R_2$  avec les deux lignes (verticales, inclinée) nous donne la zone des cercles .On trace à la suite un courbe rayon « R » qui doit être dans la limite du talus aval c.-à-d. entre l'axe horizontal du barrage et la surface du terrain à coté du talus aval, et on indique le centre de glissement « o »

On partage la zone limitée par la courbe en parties verticales (tranches) d'une épaisseur  $b=0.1R$ , on marque toutes les parties gauches par des chiffres positifs et les parties droites.

Par des chiffres négatifs en commençant de la partie « zéro » sous le centre de glissement (projection).

Les efforts agissants sur une partie de glissement sont :

1. Poids de la tranche « G ».
2. Forces de frottement au pied de la partie partagée « F ».
3. Forces de pressions interstitielles.
4. Forces de Cohésion.
5. L'effort du séisme.

Le poids de la tranche se décompose en deux composantes :

♥ Composante normale (forces stabilisatrices) :  $N = G_n \cos \alpha$ .....(VIII.3)

♥ Composante périphérique (forces déstabilisatrices) :  $T = G_n \sin \alpha$ .....(VIII.4)

♥  $\alpha$  : angle d'inclinaison du pied de la tranche par rapport à l'horizontale.

↓ **Les caractéristiques géotechniques des sols**

**Tableau N°VIII .2:** Les caractéristiques géotechniques des sols

Paramètres	Unité	Corps du barrage
$\phi$	Degré (°)	14,00
C	T/m <sup>2</sup>	7,00
$\gamma_{sat}$	T/m <sup>3</sup>	2,00
$\gamma_d$	T/m <sup>3</sup>	1,50

**VIII.2.1. Calcul des forces appliquées à chaque tranche**

⊗ **Force de pesanteur :**

La force de pesanteur est appliquée au centre de gravité pour chaque tranche.

La formule s'écrit :  $G_n = b (\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2)$

$h_1, h_2, h_3$  : hauteurs des tranches.

$\gamma_1$ : densité de la zone du massif située au-dessus de la ligne de saturation. ( $\gamma_d$ : densité sèche).

$\gamma_2$ : densité de la zone du massif située au-dessous de la ligne de saturation. ( $\gamma_{sat}$ : densité du matériaux de construction à l'état saturé).

$b$  : largeur de la tranche.

Cette force-là a deux composantes :

-  $N_n = G_n \cdot \cos \alpha$ . qui est une force normale stabilisatrice.

-  $T_n = G_n \cdot \sin \alpha$  : qui est une force déstabilisatrice tangentielle au cercle de glissement.

Avec : 
$$\sin \alpha = \frac{\text{Numéro.d'ordre.de.la.section.divisée}}{\text{nombre.total.des.tranches}} \dots\dots(VIII.5)$$

$$\cos \alpha = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha} \dots\dots(VIII.6)$$

\* Pour le cas d'une vidange rapide on utilise pour le calcul du poids de la tranche la densité déjaugée  $\gamma' = (\gamma_{sat} - 1)$ .

⊗ **Forces de pression interstitielles :**

Si le réservoir est plein la force de pression interstitielle se calcule comme suit :

$$P = U \cdot dl = \gamma_w \cdot h \cdot dl \dots\dots\dots(VIII.7)$$

U : pression interstitielle.

dl : longueur en arc de la tranche.

$\gamma_w$ : poids volumique de l'eau  $\gamma_w=1\text{KN/m}^3$ .

h : hauteur de la tranche.

⊗ **Forces de cohésion :**  $F_c = c \cdot dl \dots\dots\dots(VIII.8)$

C: Cohésion du sol considéré.

⊗ **Forces dues au séisme :**

Ces forces sont considérées horizontales, appliquées aux centres des tranches et sont dues à l'accélération du mouvement provoqué par le séisme.

$$T = a \cdot G_n \dots\dots\dots(VIII.10)$$

a : Coefficient d'accélération (a=0,25).

$G_n$  : Poids de la tranche.

### VIII.2.2. Classement des forces

On peut classer toutes ces forces comme suit :

**1. Les forces stabilisatrices :**

a) **Force de frottement :**  $F_1 = N_n \cdot \text{tg } \varphi - U \cdot dl \cdot \text{tg } \varphi \dots\dots\dots(VIII.11)$

$\varphi$  : Angle de frottement.

dl : Longueur de la courbe de glissement dans les limites de la partie partagée.

b) **Force de cohésion**  $F_c = c \cdot dl \dots\dots\dots(VIII.12)$

Avec :  $dl = \frac{b}{\cos(\alpha)}$  ; b : largeur de la tranche.

Le moment de la force par rapport au centre de glissement est donné par :

$$M_s = [ (N_n - U \cdot dl) \cdot \text{tg } \varphi + c \cdot dl ] \cdot R \dots\dots\dots(VIII.13)$$

R : rayon de la courbe de glissement.

**2. Les forces déstabilisatrices (motrices)**

Les forces motrices sont caractérisées par la composante tangentielle au cercle de glissement, elle tend à faire glisser la tranche du talus vers le bas.

Le moment de ces forces par rapports au centre du cercle de glissement est donné par :

$$M = R \sum_{i=1}^n T_n \dots\dots\dots(VIII.14)$$

Dans le cas d'un séisme il y a une force particulière supposée horizontale qui tend à faire vibrer la tranche du talus. Le moment de cette force est :

$$M_T = a \sum G_n d_n \dots\dots\dots(VIII.15)$$

**Remarque:** Les moments de toutes ces forces sont calculés par rapport au centre du cercle de glissement.

**VIII.2.3.Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement**

↓ **calcul de Ks : (coefficient de sécurité) :**

Le coefficient « Ks » est le rapport du moment des forces stabilisatrices sur les moments des forces motrices par rapport au centre de glissement donné par :

$$K_s = \frac{\sum (N - P) \text{tg } \varphi + \sum C dl}{\sum T + \frac{1}{R} \sum a G d} \dots\dots\dots(VIII.16)$$

dn : la distance entre le centre de gravité de la tranche et le centre du cercle de glissement.

R : c'est le rayon du cercle de glissement.

Φ avec effet de séisme :

$$K_{as} = \frac{\sum (G_n \cos \alpha - p) \cdot \text{tg } \varphi + \sum C \cdot dl}{\sum G_n \sin \alpha + \frac{1}{R} \sum a G_n d_n} \dots\dots\dots(VIII.17)$$

Φ Sans l'effet de séisme :

$$K_{ss} = \frac{\sum (G_n \cos \alpha - p) \text{tg } \varphi + \sum C \cdot dl}{\sum G_n \sin \alpha} \dots\dots\dots(VIII.18)$$

↓ **Calcul du Ks pour le cas de vidange rapide :**

Ks est calculé seulement pour le talus amont. Et dans ce cas-là on calcule le poids de la tranche à l'aide de la densité déjaugée du matériaux γ'.

Φ Avec effet de séisme :

$$K_{as} = \frac{\sum G_n \cos \alpha \cdot \text{tg } \varphi + \sum C dl}{\sum G_n \sin \alpha + \frac{1}{R} \sum a G_n d_n} \dots\dots\dots(VIII.19)$$

Φ Sans effet de séisme :

$$K_{ss} = \frac{\sum G_n \cos \alpha \text{tg } \varphi + \sum C dl}{\sum G_n \sin \alpha} \dots\dots\dots(VIII.20)$$

Les résultats de calcul de stabilité sont donnés par l'annexe N° 10.

Le coefficient Ks calculé doit être supérieur à «Ks adm »,

**Tableau N°VI.03: Coefficient de stabilité admissible des talus**

Combinaison des charges Et des actions	Coefficient de stabilité admissible des talus des barrages en telles de classe			
	I	II	III	V
Fondamentales	1,30-1,20	1,20-1,15	1,15-1,10	1,10-1,05
Singulières	1,10-1,05	1,10-1,05	1,05	1,05

En général les coefficients couramment admis sont:

- ♥ 01,50 pour les conditions normales de service;
- ♥ 01,30 pour la fin de construction et la vidange rapide;
- ♥ 01,00 pour le séisme maximal probable.

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau (VIII.4).

**Tableau N°VIII.4: Coefficient de sécurité pour les trois cas**

Cas de sollicitation		Coefficient de sécurité
		Avec séisme
<b>Fonctionnement normal</b>	Talus aval	
	.R= 35.23m	1,81
	.R= 44.62 m	1,36
	.R= 47.12 m	1,30
	.R= 51.88 m	1,12
<b>Findeconstruction</b>	R= 52.12 m	1,37
	Talus aval	.
	R= 35.23m.	1,81
	R= 44.62 m.	1,36
	R= 47.12 m.	1,30
<b>Vidangerapide</b>	R= 51.88 m.	1,12
	R= 52.12 m	1,37
	Talus amont	
	.R= 51.44m	1,10
	R= 52.62m	1,35
	.R= 53.19m	1,51
	R= 57.71m	1,84
	R=55.94m	1,47

D'après les résultats obtenus, la stabilité des talus de la digue est vérifiée pour tout les cas de sollicitation, d'où les fruits des talus amont et aval sont acceptés.

**Remarque :**

La stabilité est vérifiée pour le cas avec séisme (cas la plus défavorable)

## **Introduction**

La bonne connaissance du site d'un ouvrage et sa conception judicieuse ne suffit pas à garantir la qualité et la sécurité de l'ouvrage.

Le soin apporté à l'exécution du barrage et les moyens qui y sont consacrés ont également une importance capitale pour la résistance de l'aménagement. Il est donc nécessaire de s'assurer que le chantier est confié à un exécutant compétant et expérimenté et que celui-ci dispose effectivement de tous les moyens nécessaires pour réaliser l'ouvrage dans des bonnes conditions.

## **IX.1 INSTALLATIONS DU CHANTIER**

### **IX.1.1 Installations destinées au personnel**

Ce sont généralement les dortoirs, vestiaires, réfectoires, installations sanitaires et les bureaux de chantier.

### **IX.1.2 Installations destinées au stockage des matériaux**

Pour les ciments nous utilisons soit des silos, soit des baraquements en bois ou en métal, les agrégats sont stockés en plein air, seulement nous prévoyons un cloisonnement entre les différents types d'agrégats pour éviter leur mélange et de ce fait faciliter le dosage du béton.

Les aciers doivent être stockés dans des endroits loin de la forte humidité.

### **IX.1.3 Installations destinées à la réparation des engins**

Les grosses réparations ne se font généralement pas sur le chantier lui-même, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment bien équipé pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

### **IX.1.4 Installations pour la préfabrication**

Ce sont généralement des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites, murettes ...etc.

## **IX.2 LES MOYENS DES CONSTRUCTIONS ET L'EXECUTION**

Il faut effectuer, pour la bonne exécution des travaux, deux types de moyens de chantier : les moyens humains et matériels.

### **IX.2.1 Moyens humains**

Si on a dans la cadre du marché de la conception détaillée des ouvrages, il doit justifier de la mise en œuvre du personnel comptent pour la réalisation des études préalables, géotechniciens, hydrologues, topographe, ingénieur béton armé, dessinateur,...etc.

Pour ce qui concerne le personnel d'exécution proprement dite, il doit indiquer la composition et la fonction des équipes amenées à travailler sur le chantier et désigner la personne physique responsable du chantier et de l'encadrement du personnel.

### **IX.2.2 Moyens matériels**

On peut distinguer le matériel général de terrassement, le matériel lié au type de barrage à construire, enfin, les matériels spécifiques.

Pour l'ensemble des matériels, nous devons mentionner les marques, type, puissance, rendement et nombre d'engins affectés au chantier ainsi que leur mode d'intervention suivant le phasage des travaux.

#### **IX.2.2.1 Le matériel de terrassements**

Le matériel de terrassements comprend des engins traditionnellement mis en œuvre pour la construction des fouilles d'assise du barrage, l'extraction et/ou le transport des matériaux et la réalisation des finitions (remblaiement, reprofilage, enrochements, ...) : bulldozers, et niveleuses automotrices, camions et tombereau, etc...

#### **IX.2.2.2 Matériel lié au type du barrage**

Le compactage des remblais fait appel à des engins spécialisés dont les plus courants se récapitulent comme suit :

- Pour le compactage de la quasi-totalité des sols et qui sont de ce fait, très utilisés, on utilise les compacteurs à pneus ;
- Les compacteurs à pied dameurs, qui s'avèrent très efficace pour le compactage des sols fins ;
- Les compacteurs à rouleaux vibrants, performants pour le compactage des matériaux à angle de frottement élevé, tels les enrochements ou sables à granulométrie serrée ;
- Les pilonneuses, petits compacteurs non autotractés agissant par percussion et utilisés dans les zones exigües et inaccessibles aux autres engins de compactage.

Les compactages au rouleau compresseur ou par simples passes aux engins chenilles (bouteurs ou pelle mécanique) sont rigoureusement à proscrire dans la mesure où leur efficacité s'avère totalement insuffisante.

### **IX.3 PLANNING ET PHASAGE DES TRAVAUX**

L'enchaînement chronologique des principales phases du chantier de construction d'un barrage qui sont à trois phases (travaux préparatoires, exécution de l'ouvrage et travaux de finition).

#### **IX.3.1 Travaux préparatoires**

- Etude préalable (conception détaillée ou reconnaissances complémentaires) ;
- Installation de chantier et implantation du barrage ;
- Aménagement des points d'eau demandés, et accords de prélèvement ;
- Aménagement des gisements de moellons, sables et graviers (agrément et demandes éventuelles d'accords pour les prélèvements) ;
- Dérivation provisoire du cours d'eau ;
- Terrassements et aménagements des fouilles de fondation ;
- Préparation des zones d'emprunt ;
- Planches d'essais de compactage ;
- Déboisement et démolitions dans la cuvette.

#### **IX.3.2 Exécution de l'ouvrage**

- Remblaiement de la clé d'étanchéité ou rideau d'injection ;
- Traitement des fondations rocheuses ;
- Mise en place des conduites de prise d'eau et de vidange ;
- Drainage de fondation ;
- Exécution du tapis drainant ;
- Construction du remblai et exécution simultanée du drain vertical éventuel
- Génie civil des ouvrages de prise et de la restitution ;
- Génie civil de l'évacuateur de crue ;
- Réalisation des protections des talus ;
- Installation et teste des équipements hydromécaniques.

#### **IX.3.3 Travaux de finition**

- 1- Fermeture des zones d'emprunt ;
- 2- Revêtements de crête et de route d'accès ;
- 3- Equipements divers et travaux d'aménagements des bords.

## Conclusion générale

Les résultats des analyses et des investigations exécutées dans le cadre de l'étude de faisabilité d'un petit barrage sur l'oued EL ABED ont permis de tirer les conclusions suivantes :

- La construction d'un petit barrage sur l'oued EL ABED est réalisable et n'implique aucune difficulté technique particulière. De plus, le choix d'un barrage du type "en terre" comme digue principale permet l'utilisation exclusive de matériaux disponibles in situ, ce qui permettra un emploi intensif de main-d'oeuvre locale.
- Le petit barrage peut assurer la pérennité de l'irrigation, permettant ainsi le développement du secteur de l'agriculture avec la mise en valeur de nouvelles terres, l'intensification et la diversification des cultures
- La réalisation d'un petit barrage sur l'oued EL ABED offrira un grand nombre d'emplois dans les secteurs de l'exploitation du barrage, de l'agriculture et des services, que ce soit à court terme durant la phase de construction ou à long terme une fois le barrage en exploitation.
- L'exécution du projet entraînerait sans doutes des effets négatifs tels que : l'impacte sur la faune et la flore, la privation des viverrins de l'alimentation en eau apartir du fil d'eau de l'oued etc...Une étude d'impacte sur l'environnement est cependant nécessaire pour la proposition de mesures compensatoires.

En fin, On peut dire que cette étude nous a permis de toucher presque à tout ce qui concerne l'étude de faisabilité et d'exécution d'un barrage et ces ouvrages annexes et on souhaite qu'on a fait les efforts nécessaires que ce travail soit acceptable et plus proche aux études réels au niveau de bureau d'étude professionnels.

## *Références bibliographiques*

[1] : **TOUAIBIA, B.** (2004) Manuel pratique d'hydrologie, ENSH Blida.

[2] : **TOUAIBIA, B** et **BENLAOUKLI, B.** (2004) Introduction au dimensionnement des retenues collinaires, ENSH Blida.

[3] : **MEDDI, M, KHALDI, A, & MEDDI, M.** Contribution à l'étude du transport solide en Algérie de nord, Institut d'hydraulique, université de Mascara, BP763, 29000 Mascara.

[4] : **KREMENETSKI .N, SCHTERENLIHT .D, ALYCHEV .V, YAKOVLEVA. L:** Hydraulique, Editions.MIR.MOSCOU.

[5] : **DUNGLAS .M.** Cours d'ouvrages d'art, Chapitre 5 et 6 –Les barrages.

[6] : **HASSANE .M.** (1998) Extrait de cours d'ouvrages hydrotechnique, ENSH Blida.

[7] : **HASSANE .M .** (1998) Formulaire de calcul des aménagements, ENSH Blida.



ANNEXE N°1 : Série pluviométrique

PJ max (mm)	4	28	7	23,2	20	8	20	15,3	17	0,6	23,9	0,3	28
Totaux (mm)	7,5	112,7	11,5	116,3	54,7	25,8	94,4	32,2	42,1	0,9	24,6	0,3	523
1985													
PJ max (mm)	18,6	16,8	12,2	10,3	11	12,6	20,6	11,6	13,3	20,7	6,5	7,5	20,7
Totaux (mm)	39	48,9	30,5	39,3	38,2	35	70,3	23,1	32,4	31,8	9,5	12,6	410,6
1986													
PJ max (mm)	6	13,5	16,8	11,9	7,8	16,7	7,5	5,9	28,1	0	8,7	3,4	28,1
Totaux (mm)	6,4	40,9	52,3	42,6	30,1	92,1	28,4	15,7	38,4	0	19	4,6	370,5
1987													
PJ max (mm)	5,4	14,9	15,4	13,1	4	1,9	8,6	29,6	19,4	9,8	7,5	1,1	29,6
Totaux (mm)	8,3	22,8	49,2	39,4	24,3	6	45,2	40,1	49,1	28,6	8,5	1,1	322,6
1988													
PJ max (mm)	10,3	1	11,4	31,1	12,1	25,4	12,6	18,4	23,2	22,6	17,8	10,2	31,1
Totaux (mm)	26,7	2,7	30	136,5	29,1	42,6	33,2	72,1	31,4	41,3	23,8	19,7	489,1
1989													
PJ max (mm)	19,6	5,6	4,8	4,4	8,1	0	7	29,9	29,1	6,9	5,6	9,3	29,9
Totaux (mm)	39,5	8,8	10,3	14,1	35	0	22,9	66,3	51,4	35,4	7,9	14,8	306,4
1990													
PJ max (mm)	13,9	1,6	29,6	21,4	3,6	12,3	32	14,3	41,5	2,7	21,8	-99	
Totaux (mm)	31,7	3,9	96,8	83,1	15,2	54	93,6	41,5	120,2	3,7	25,4	-99	
1991													
PJ max (mm)	10,8	27,5	11,7	9,6	26,1	13,6	7,2	27,2	31,1	18,2	16,4	2,6	31,1
Totaux (mm)	37,3	77,6	30,6	19,2	51	30,8	29,3	104,5	71,6	22	46,6	3,5	524
1992													
PJ max (mm)	26	10,4	13,6	42,8	45,7	10,1	12,1	8,8	21,3	2,8	1,2	16,6	45,7
Totaux (mm)	56,8	14,8	30,2	111,1	47,6	54,3	36	18,9	45,8	4,8	1,2	23,5	445
1993													
PJ max (mm)	15,6	5,7	12	21,2	9,9	28,1	9,9	16,7	2,9	0	14,6	5,2	28,1
Totaux (mm)	33,7	11,1	47,2	73,4	30,7	64,7	17,2	36,4	3,7	0	14,9	8	341
1994													
PJ max (mm)	22,7	21,3	5,3	9,9	21,6	17,6	17,5	15,5	1,6	13,2	0,6	0,7	22,7
Totaux (mm)	62,8	60	7,7	31,2	68,5	38,3	75,2	42,1	2,5	48,4	0,6	1,4	438,7
1995													
PJ max (mm)	8,6	17,8	6,3	16	17,8	43,5	14,7	17,9	31,2	24,8	1,8	8,9	43,5
Totaux (mm)	41,9	34	14,8	35,4	60,8	138,7	28,8	33,9	59,4	36,4	1,8	9,1	495
1996													
PJ max (mm)	5,3	8,3	4,8	13,7	11,7	7,7	4,7	13,8	18,1	9,2	8,6	18,2	18,2
Totaux (mm)	18,8	15,3	12,7	48,9	35,8	15,1	5	37,4	23,4	17,5	11,5	23,6	265
1997													
PJ max (mm)	15,3	15,7	31,2	15,1	6,6	13	5,8	28,2	17,5	10,6	0	4,2	31,2
Totaux (mm)	43,9	33,4	89	65,3	26,6	56,6	16,7	62,9	98,2	25,5	0	8,8	526,9
1998													
PJ max (mm)	50,3	7,4	40,1	19	12,6	13,6	5,5	6,8	2,7	7,5	1,7	1,9	50,3
Totaux (mm)	148,3	23,7	103,4	45,3	65,8	54,4	27,4	12,5	3,9	20	3,1	2,5	510,3
1999													
PJ max (mm)	22,2	9,3	8,6	30,2	8,5	4,2	6,3	7,5	16,9	2,7	0	6,8	30,2
Totaux (mm)	61,1	37,4	24,5	100,7	11,4	8,2	13	17,1	34,5	6	0	6,8	320,7
2000													
PJ max (mm)	17,8	9,2	6,2	15,3	26,3	9,6	4,6	6,7	7,4	0	0	0,7	26,3
Totaux (mm)	39,5	35,5	18,6	77,5	95	27,7	9,1	18,1	22,7	0	0	1,8	345,5
2001													
PJ max (mm)	22,2	2,4	11,3	2,1	9,1	25,3	19,1	5,7	10,6	0	8,6	0	25,3

ANNEXE N°1 : Série pluviométrique

Totaux (mm)	55,9	7,1	23,9	9,9	26	39,7	31,7	18,6	20,2	0	29,8	0	262,8
2002													
PJ max (mm)	3,8	3,5	39,1	71,6	28,6	8,2	21,8	30,3	20,8	26,8	16,5	22,1	71,6
Totaux (mm)	5,2	9,2	130,1	142,1	165,1	43	32,4	82,6	38,7	35,8	16,5	26,1	726,8
2003													
PJ max (mm)	3,9	13,1	9,6	38,7	18,3	8,7	21,6	17,3	19,6	6,7	0,8	24,8	38,7
Totaux (mm)	14,4	66,1	13,5	137,9	59,4	19,6	50,7	74,9	105,4	9,9	1	56,6	609,4
2004													
PJ max (mm)	13,8	14,1	40,8	61,1	18,2	13,1	12,7	15,5	0,8	23,5	1,8	3,1	61,1
Totaux (mm)	26	24,9	50,1	122,2	32,6	54,7	20	49,1	1,5	34,3	1,8	6,3	423,5
2005													
PJ max (mm)	7,8	1,9	28,9	17,7	18,6	13,9	5	22,2	26,1	1,7	2,2	2	28,9
Totaux (mm)	28,4	8,4	67,9	50,3	66,1	34,1	16,8	24,7	63,1	3,8	4,5	2,3	370,4
2006													
PJ max (mm)	33,4	0,3	1,2	26,7	3,9	11,9	17	17,6	5,9	10,7	0	0,6	33,4
Totaux (mm)	49,2	0,3	2,5	55,9	7	22,9	90,1	67,1	14,5	21,4	0	0,9	331,8
2007													
PJ max (mm)	10,4	9,5	4,2	7,8	9,3	7,8	17,5	13,7	18,4	4,7	6,8	7,8	18,4
Totaux (mm)	29,8	22,8	17	24,8	12,6	14,1	51	19,2	45,2	5,1	22,1	15,1	278,8
2008													
PJ max (mm)	13,6	38	7,8	12,4	29	8,7	20,9	22,8	1,5	5,7	9,4	0	38
Totaux (mm)	21,5	77	32,6	43,8	83,9	42,8	43,8	73,2	2,8	5,7	11,2	0	438,3
2009													
PJ max (mm)	18,6	5,5	19,4	12,1	12,3	13,9	22,5	13,2	21,9	20,8	3,6	4,6	22,5
Totaux (mm)	62,6	6,8	36,6	34,7	38,4	34,7	52,3	35,2	46,7	30,5	3,6	10,6	392,7

ANNEXE N°2 : Les résultats de calcul des Pluies de courtes durées et leurs intensités.

<b>PDR</b>	<b>1000</b>		<b>100</b>		<b>50</b>		<b>20</b>		<b>10</b>	
<b>Fréquence (%)</b>	0,999		0.99		0.98		0.95		0.90	
<b>P<sub>maxj,p</sub>(%)(m m)</b>	96.2		73.7		67.0		58.0		51.1	
<b>T(h)</b>	<b>P<sub>maxt,p</sub>% (mm)</b>	<b>I<sub>0</sub> (mm/h)</b>	<b>P<sub>maxj,p</sub>% (mm)</b>	<b>I<sub>0</sub> (mm/h)</b>						
<b>0,2</b>	26,41	132,05	20,23	101,17	18,39	91,97	15,92	79,62	14,03	70,15
<b>0.5</b>	33,82	67,65	25,91	51,83	23,56	47,12	20,39	40,79	17,97	35,93
<b>1</b>	40,78	40,78	31,25	31,25	28,41	28,41	24,59	24,59	21,67	21,67
<b>1,5</b>	45,50	30,33	34,86	23,24	31,69	21,13	27,44	18,29	24,17	16,11
<b>Tc =1,72</b>	47,21	27,45	36,17	21,03	32,89	19,12	28,47	16,55	25,08	14,58
<b>2</b>	49,18	24,59	37,68	18,84	34,25	17,13	29,65	14,83	26,12	13,06
<b>4</b>	59,30	14,82	45,43	11,36	41,30	10,33	35,75	8,94	31,50	7,88
<b>8</b>	71,50	8,938	54,78	6,85	49,80	6,23	43,11	5,39	37,98	4,75
<b>12</b>	79,78	6,648	61,12	5,09	55,56	4,63	48,10	4,01	42,38	3,53
<b>16</b>	86,22	5,38	66,06	4,13	60,05	3,75	51,99	3,25	45,80	2,86
<b>20</b>	91,57	4,57	70,16	3,51	63,78	3,19	55,21	2,76	48,65	2,43
<b>24</b>	96,2	4,01	73,70	3,07	67,00	2,79	58,00	2,42	51,10	2,13

**ANNEXE N°3 :la série des débits max de la station de KOUDIA TENDART**

Années	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Jul	Aot	Q <sub>maxj</sub>
1997-1998	46,200	0,0370	6,7900	14,240	0,0510	1,8000	0,320	2,2900	46,20	0,0510	0,036	0,042	46.2
1998-1999	73,58	0,0220	2,9000	0,3030	0,6660	1,6020	0,883	0,3510	0,241	0,1850	0,069	0,065	73.58
1999-2000	0,065	0,1350	0,0480	0,5600	0,0888	0,0780	0,083	0,0780	29,34	0,1990	0,036	0,038	29.34
2000-2001	0,069	0,0420	0,0260	0,1990	1,5540	1,5540	0,099	29,673	95,50	0,0340	0,028	4,650	95.5
2001-2002	0,666	1,6020	0,8830	44,56	30,890	0,1990	0,111	0,1230	0,199	0,1170	1,650	0,00	44.56
2002-2003	29,34	1,506	85,20	76,100	180,00	30,00	0,855	88,00	0,355	0,3620	67,04	30,00	180
2003-2004	2,29	46,200	0,0510	191,00	22 ,67	2,2900	46,2	29,340	0,199	0,0360	29,34	0,199	191
2004-2005	2.84	0.18	0.52	28.10	210,00	2,9000	0,303	0,6660	0.63	0.28	0.24	0.28	201
2005-2006	0.20	2.67	160,00	0.44	0.52	3.82	1.31	56.8	5.79	7.65	0.28	0.31	160
2007-2008	1.14	10.50	10.20	2.50	174,00	0.63	0.50	0.67	0.39	6.02	0.22	0.06	174
2008-2009	20,65	0.36	0.28	111,00	1.37	18,982	0.71	0.41	0.96	1.31	0.04	0.18	111
2009-2010	0.33	0.28	136,00	0.75	18,99	0.37	1.29	0.25	0.47	0.17	0.15	0.28	136
2010-2011	3.94	23,866	1.778	173,00	15.85	31.95	2.61	2.794	0.338	8.820	0.2528	2.45	173

**ANNEXE N°.4 : Courbes topographiques et volumétriques**

Altitude (m)	Surf (Km²)	S moy (Km²)	H(m)	ΔV (Mm3)	V (Mm3)
778	0	0,0017115	1	0,002282	0
				0,0017115	0,002282
779	0,003423	0,003517	1	0,003517	0,0039935
780	0,003611				
781	0,004212	0,0039115	1	0,0039115	0,0075105
782	0,004451				
783	0,00521	0,0048305	1	0,0048305	0,0157535
785	0,006912	0,005665	1	0,005665	0,020584
787	0,007912	0,006516	1	0,006516	0,026249
789	0,009101	0,007126	1	0,007126	0,032765
791	0,009172	0,007626	1	0,007626	0,039891
793	0,016314	0,0083665	1	0,0083665	0,047517
795	0,0192453	0,008961	1	0,008961	0,0558835
797	0,0233256	0,009261	1	0,009261	0,0648445
799	0,030839	0,0092965	1	0,0092965	0,0741055
801	0,039263	0,010763	1	0,010763	0,083402
803	0,0586524	0,014334	1	0,014334	0,094165
805	0,06301765	0,0169407	1	0,0169407	0,108499
807	0,06301765	0,01840635	1	0,01840635	0,1254397
809	0,06301765	0,02029525	1	0,02029525	0,14384605
811	0,06301765	0,0223354	1	0,0223354	0,1641413
813	0,06301765	0,02442615	1	0,02442615	0,1864767
815	0,06301765	0,02818285	1	0,02818285	0,21090285
817	0,06301765	0,03155755	1	0,03155755	0,2390857
819	0,06301765	0,03576955	1	0,03576955	0,27064325
821	0,06301765	0,043763	1	0,043763	0,3064128
823	0,06301765	0,0534577	1	0,0534577	0,3501758
825	0,06301765	0,06301765	1	0,06301765	0,4036335

804	0,0673829				
-----	-----------	--	--	--	--

ANNEXE N°5. Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Hm<sup>3</sup>).

Mois	A <sub>80%</sub> (Mm <sup>3</sup> )	U <sub>80%</sub> (Mm <sup>3</sup> )	A-U (Mm <sup>3</sup> )	1 <sup>ère</sup> consigne d'exploitation		
				V <sub>ri</sub> (Mm <sup>3</sup> )	V <sub>rf</sub> (Mm <sup>3</sup> )	S (Mm <sup>3</sup> )
Sep	0,023	0	0,023	0,092	0,092	***
				0,115	0,115	***
Oct	0,028	0	0,028	0,143	0,143	***
Nov	0,004	0	0,004	0,147	0,147	***
Dec	0,037	0	0,037	0,184	0,184	***
Jan	0,035	0	0,035	0,219	0,219	***
Fev	0,026	0	0,026	0,245	0,245	***
Mar	0,024	0	0,024	0,269	0,269	***
Avr	0,01	0,046	0,01	0,279	0,279	***
Mai	0,006	0,074	0,006	0,285	0,281	0,004
Juin	0,027	0,1	-0,058	0,223	0,223	***
Juil	0,027	0,092	-0,073	0,15	0,15	***
Août	0,022	0,042	-0,058	0,092	0,092	***





## ANNEXE N°7 : Les calculs d'optimisation

### ANNEXE N°7.1: 1<sup>ère</sup> étape de calcul.

<b>b</b>	<b>H</b>	<b>débit</b>	<b>surface</b>	<b>vitesse</b>	<b>V<sub>forcé</sub></b>
<b>(m)</b>	<b>(m)</b>	<b>(m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>(m<sup>2</sup>)</b>	<b>(m/s)</b>	<b>(Mm<sup>3</sup>)</b>
4	0,5	3,01	8,00	0,38	0,00018
6	0,75	8,29	13,50	0,61	0,00026
8	1	17,01	20,00	0,85	0,00035
10	1,25	29,71	27,50	1,08	0,00044
12	1,5	46,87	36,00	1,30	0,00053
14	1,75	68,91	45,50	1,51	0,00062
16	2	96,22	56,00	1,72	0,0007
18	2,5	151,28	72,00	2,10	0,00088

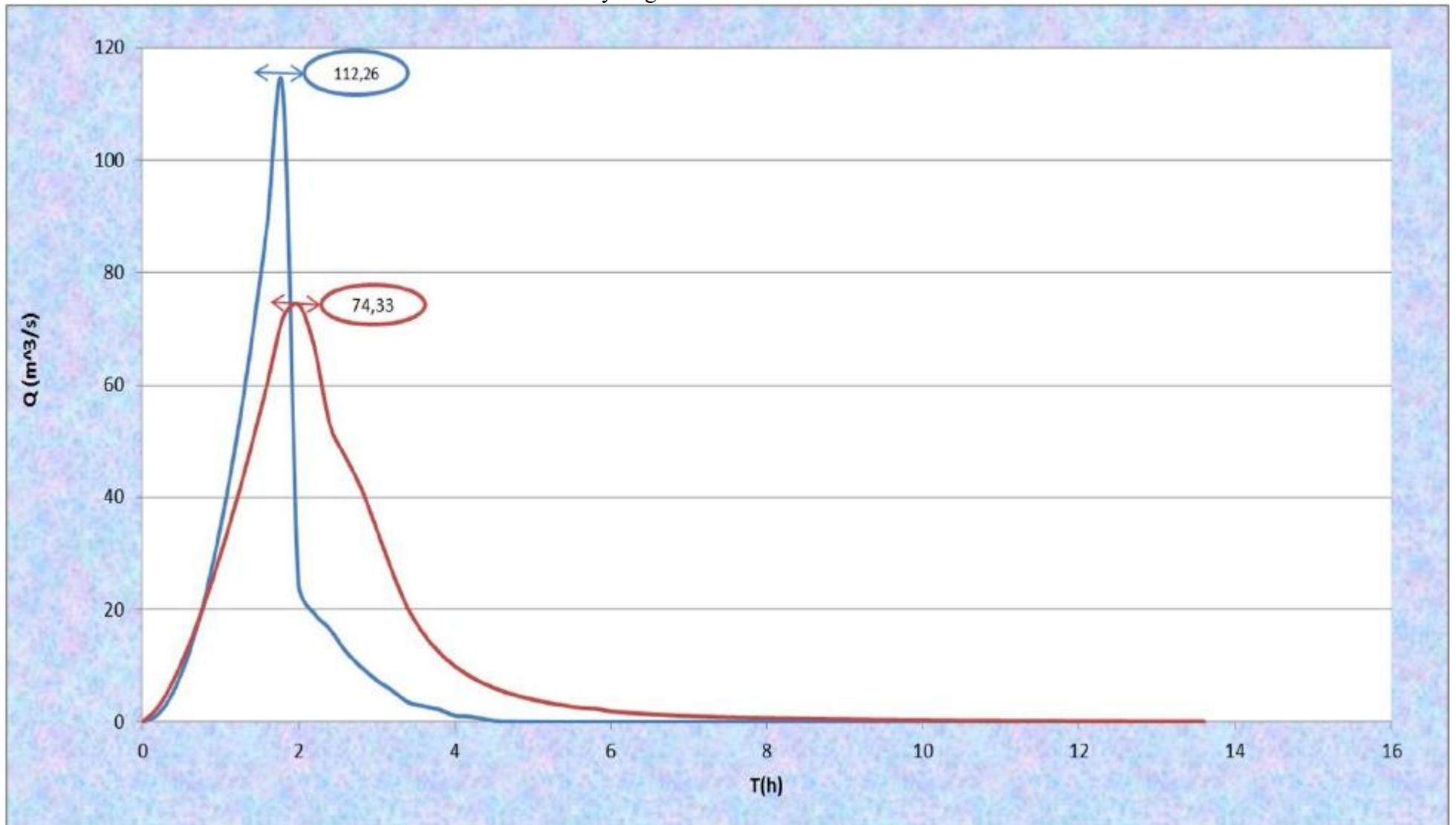
### ANNEXE N°7.2: 2<sup>ème</sup> étape de calcul

<b>H</b>	<b>V<sub>moy</sub></b>	<b>H<sub>0</sub></b>	<b>Débit m<sup>3</sup>/s</b>							
<b>(m)</b>	<b>(m/s)</b>	<b>(m)</b>	<b>b=4m</b>	<b>b=6m</b>	<b>b=8m</b>	<b>b=10m</b>	<b>b=12m</b>	<b>b=14m</b>	<b>b=16m</b>	<b>b=18m</b>
0,5	0,38	0,51	3,07	4,61	6,14	7,68	9,22	10,75	12,29	13,82
0,75	0,61	0,77	5,74	8,61	11,47	14,34	17,21	20,08	22,95	25,82
1	0,85	1,04	8,98	13,47	17,96	22,45	26,94	31,43	35,92	40,41
1,25	1,08	1,31	12,74	19,12	25,49	31,86	38,23	44,60	50,98	57,35
1,5	1,30	1,59	16,99	25,49	33,99	42,48	50,98	59,48	67,97	76,47
1,75	1,51	1,87	21,69	32,54	43,39	54,23	65,08	75,93	86,77	97,62
2	1,72	2,15	26,82	40,23	53,64	67,05	80,46	93,87	107,28	120,69
2,5	2,10	2,73	38,26	57,38	76,51	95,64	114,77	133,90	153,02	172,15

### ANNEXE N°7.3 : 3<sup>ème</sup> étape de calcul

<b>H</b>	<b>V<sub>forcé</sub></b>	<b>q<sub>Laminé</sub></b>	<b>Débit m<sup>3</sup>/s</b>							
<b>(m)</b>	<b>(Mm<sup>3</sup>)</b>	<b>(m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>b=4m</b>	<b>b=6 m</b>	<b>b=8 m</b>	<b>b=10m</b>	<b>b=12m</b>	<b>b=14m</b>	<b>b=16m</b>	<b>b=18m</b>
0,5	0,0529	98,52	3,07	4,61	6,14	7,68	9,22	10,75	12,29	13,82
0,75	0,098	95,74	5,74	8,61	11,47	14,34	17,21	20,08	22,95	25,82
1	0,1324	93,50	8,98	13,47	17,96	22,45	26,94	31,43	35,92	40,41
1,25	0,167	91,23	12,74	19,12	25,49	31,86	38,23	44,60	50,98	57,35
1,5	0,203	88,99	16,99	25,49	33,99	42,48	50,98	59,48	67,97	76,47
1,75	0,239	84,88	21,69	32,54	43,39	54,23	65,08	75,93	86,77	97,62
2	0,277	82,34	26,82	40,23	53,64	67,05	80,46	93,87	107,28	120,69
2,5	0,354	77,32	38,26	57,38	76,51	95,64	114,77	133,90	153,02	172,15

ANNEXE N°8.2: Hydrogramme de débits entrant et sortant



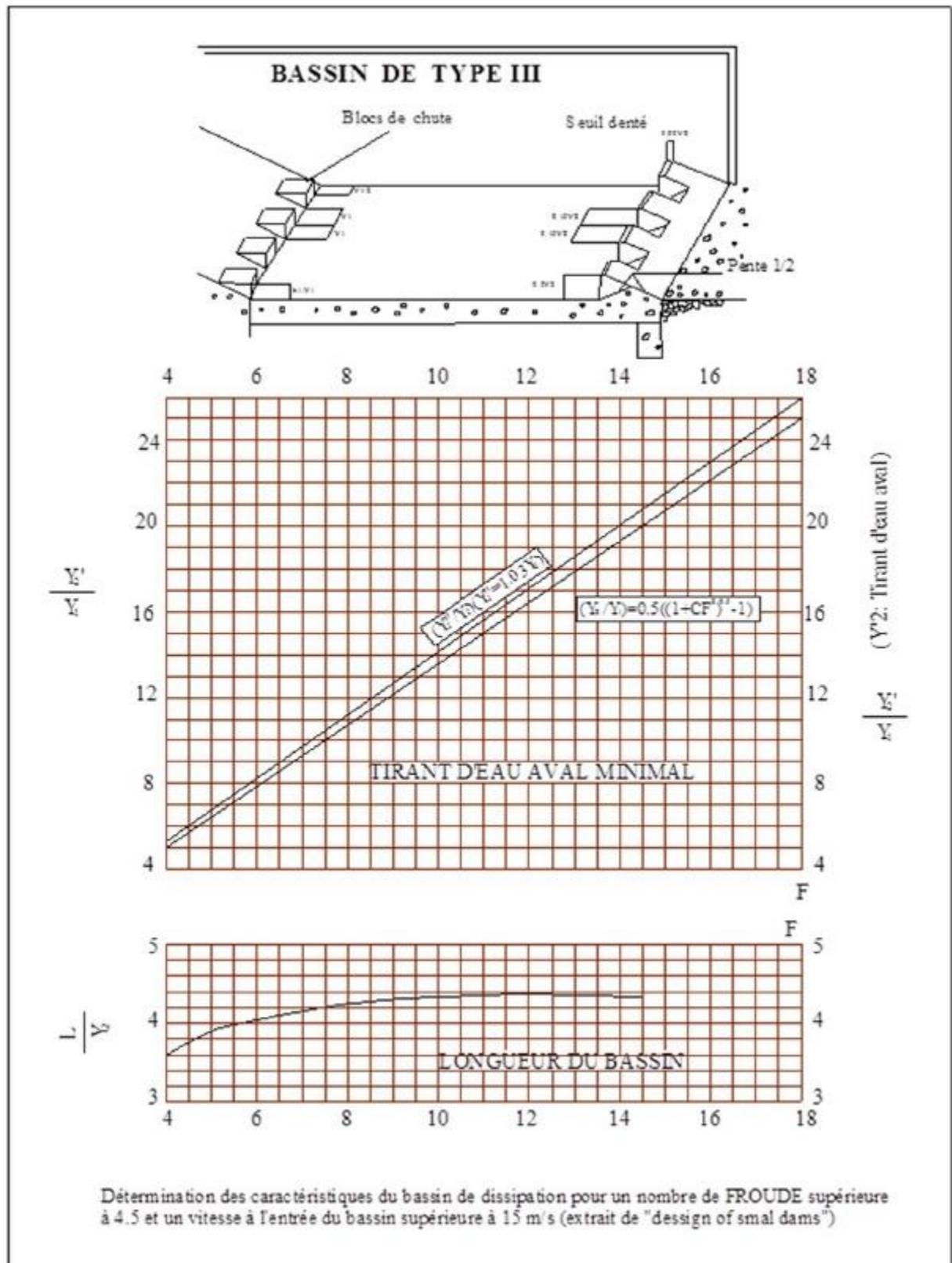
**ANNEXE N°8.1: Laminage.**

Temps (h)	Q (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>moy</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>moy-q</sub> (m <sup>3</sup> /s)	(Q <sub>moy-q</sub> ) Δt (m <sup>3</sup> )	V+1/2.q.Δt (m <sup>3</sup> )	q (m <sup>3</sup> /s)
0	0	0,695	0,695	500,4	282 100	0
0,2	1,39	3,465	0,801301855	576,9373356	282 600	2,66
0,4	5,54	9,005	1,470923914	1059,065218	283 177	7,53
0,6	12,47	17,32	3,47901843	2504,89327	284 236	13,84
0,8	22,17	28,41	7,10041484	5112,298684	286 741	21,31
1	34,65	42,27	12,48894938	8992,043554	291 854	29,78
1,2	49,89	58,9	19,75179229	14221,29045	300 846	39,15
1,4	67,91	78,305	28,97261998	20860,28639	315 067	49,33
1,6	88,7	100,48	40,20739131	28949,32175	335 927	60,27
1,8	112,26	68,355	-3,56484991	-2566,69194	364 877	71,92
2	24,45	21,9	-52,4304478	-37749,92243	362 310	74,33
2,2	19,35	17,935	-48,935	-35233,2	324 560	66,87
2,4	16,52	14,595	-38,385	-27637,2	289 327	52,98
2,6	12,67	11,24	-35,9854	-25909,488	261 690	47,2254
2,8	9,81	8,63	-33,0314	-23782,608	235 780	41,6614
3	7,45	6,535	-27,8056	-20020,032	211 997	34,3406
3,2	5,62	4,59	-22,1962	-15981,264	191 977	26,7862
3,4	3,56	3,195	-17,0372	-12266,784	175 996	20,2322
3,6	2,83	2,525	-13,1895	-9496,44	163 729	15,7145
3,8	2,22	1,69	-10,7291	-7724,952	154 233	12,4191
4	1,16	1,07	-8,904	-6410,88	146 508	9,974
4,2	0,98	0,73	-7,3922	-5322,384	140 097	8,1222
4,4	0,48					

		0,295	-6,3942	-4603,824	134 775	6,6892
4,6	0,11					
		0,09	-5,4863	-3950,136	130 171	5,5763
4,8	0,07					
		0,055	-4,6485	-3346,92	126 221	4,7035
5	0,04					
		0,03	-3,9763	-2862,936	122 874	4,0063
5,2	0,02					
		0,01	-3,4247	-2465,784	120 011	3,4347
5,4	0					
		0	-2,957	-2129,04	117 545	2,957
5,6	0					
		0	-2,5527	-1837,944	115 416	2,5527
5,8	0					
		0	-2,3617	-1700,424	113 578	2,3617
6	0					
		0	-1,9124	-1376,928	111 878	1,9124
6,2	0					
		0	-1,6842	-1212,624	110 501	1,6842
6,4	0					
		0	-1,4955	-1076,76	109 288	1,4955
6,6	0					
		0	-1,339	-964,08	108 211	1,339
6,8	0					
		0	-1,2004	-864,288	107 247	1,2004
7	0					
		0	-1,0878	-783,216	106 383	1,0878
7,2	0					
		0	-1	-720	105 600	1,000
7,4	0					
		0	-0,9178	-660,816	104 880	0,9178
7,6	0					
		0	-0,8462	-609,264	104 219	0,8462
7,8	0					
		0	-0,7823	-563,256	103 610	0,7823
8	0					
		0	-0,7253	-522,216	103 046	0,7253
8,2	0					
		0	-0,6741	-485,352	102 524	0,6741
8,4	0					
		0	-0,6422	-462,384	102 039	0,6422
8,6	0					
		0	-0,59	-424,8	101 576	0,59
8,8	0					
		0	-0,5458	-392,976	101 152	0,5458
9	0					
		0	-0,5112	-368,064	100 759	0,5112
9,2	0					

		0	-0,4778	-344,016	100 391	0,4778
9,4	0	0	-0,4478	-322,416	100 047	0,4478
9,6	0	0	-0,4194	-301,968	99 724	0,4194
9,8	0	0	-0,39	-280,8	99 422	0,39
10	0	0	-0,369	-265,68	99 141	0,369
10,2	0	0	-0,348	-250,56	98 876	0,348
10,4	0	0	-0,318	-228,96	98 625	0,318
10,6	0	0	-0,3	-216	98 396	0,3
10,8	0	0	-0,285	-205,2	98 180	0,285
11	0	0	-0,265	-190,8	97 975	0,265
11,2	0	0	-0,226	-162,72	97 784	0,226
11,4	0	0	-0,223	-160,56	97 622	0,223
11,6	0	0	-0,221	-159,12	97 461	0,221
11,8	0	0	-0,2165	-155,88	97 302	0,2165
12	0	0	-0,2036	-146,592	97 146	0,2036
12,2	0	0	-0,191	-137,52	96 999	0,191
12,4	0	0	-0,177	-127,44	96 862	0,177
12,6	0	0	-0,165	-118,8	96 734	0,165
12,8	0	0	-0,158	-113,76	96 616	0,158
13	0	0	-0,148	-106,56	96 502	0,148
13,2	0	0	-0,145	-104,4	96 395	0,145
13,4	0	0	-0,135	-97,2	96 291	0,135

ANNEXE N°9 : abaque de bassin type III



ANNAXE N°10 : Calcul de stabilité

Cas de service (Talus aval)

R=35,23m

N°Tr	bi	h1	h2	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T=Gn*Sin $\alpha$	N=Gn*Cos $\alpha$	dli	C*dli	tang $\phi$	N*tang $\phi$	Ui	U*dli	U*dli*tang $\phi$	dn	a*Gn*dn
-4,00	1,42	1,67	0,00	-0,22	0,97	3,56	-0,79	3,47	1,46	5,10	0,249	0,55	0,00	0,00	0,00	32,17	28,61
-3,00	3,52	3,78	0,00	-0,17	0,99	19,98	-3,33	19,70	3,57	12,51	0,249	3,11	0,00	0,00	0,00	32,17	160,65
-2,00	3,52	8,89	0,00	-0,11	0,99	46,98	-5,22	46,69	3,54	12,41	0,249	7,38	0,00	0,00	0,00	32,17	377,83
-1,00	3,52	12,12	0,00	-0,06	1,00	64,05	-3,56	63,95	3,53	12,35	0,249	10,10	0,00	0,00	0,00	32,17	515,11
0,00	3,52	12,17	0,00	0,00	1,00	64,31	0,00	64,31	3,52	12,33	0,249	10,16	0,00	0,00	0,00	32,17	517,23
1,00	3,52	12,20	0,00	0,06	1,00	64,47	3,58	64,37	3,53	12,35	0,249	10,17	0,00	0,00	0,00	32,17	518,51
2,00	3,52	12,21	0,00	0,11	0,99	64,52	7,17	64,12	3,54	12,41	0,249	10,13	0,00	0,00	0,00	32,17	518,93
3,00	3,52	12,30	0,00	0,17	0,99	65,00	10,83	64,09	3,57	12,51	0,249	10,13	0,00	0,00	0,00	32,17	522,76
4,00	3,52	12,17	0,00	0,22	0,97	64,31	14,29	62,70	3,61	12,65	0,249	9,91	0,00	0,00	0,00	32,17	517,23
5,00	3,52	12,21	0,00	0,28	0,96	64,52	17,92	61,98	3,67	12,84	0,249	9,79	0,00	0,00	0,00	32,17	518,93
6,00	3,52	12,19	0,00	0,33	0,94	64,42	21,47	60,73	3,74	13,08	0,249	9,60	0,00	0,00	0,00	32,17	518,08
7,00	3,52	12,27	0,00	0,39	0,92	64,84	25,22	59,74	3,82	13,38	0,249	9,44	0,00	0,00	0,00	32,17	521,48
8,00	3,52	12,15	0,00	0,44	0,90	64,21	28,54	57,52	3,93	13,76	0,249	9,09	0,00	0,00	0,00	32,17	516,38
9,00	3,52	10,23	0,00	0,50	0,87	54,06	27,03	46,82	4,07	14,24	0,249	7,40	0,00	0,00	0,00	32,17	434,78
10,00	3,52	10,20	0,00	0,56	0,83	53,90	29,95	44,82	4,24	14,83	0,249	7,08	0,00	0,00	0,00	32,17	433,51
11,00	3,52	10,15	0,00	0,61	0,79	53,64	32,78	42,46	4,45	15,58	0,249	6,71	0,00	0,00	0,00	32,17	431,38
12,00	3,52	7,27	0,00	0,67	0,75	38,42	25,61	28,64	4,73	16,54	0,249	4,52	0,00	0,00	0,00	32,17	308,98
13,00	1,87	3,78	0,00	0,72	0,69	10,60	7,66	7,33	2,70	9,46	0,249	1,16	0,00	0,00	0,00	32,17	85,27
somme							239,15			171,90		116,95			0,00		6186,52

Kss 7,56291297

Kas 1,80905633

N°Tr	bi	h1	h2	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T=Gn*Sin $\alpha$	N=Gn*Cos $\alpha$	dli	C*dli	tang $\phi$	N
-4,00	1,42	1,67	0,00	-0,22	0,97	3,56	-0,79	3,47	1,46	5,10	0,16	

-3,00	3,52	3,78	0,00	-0,17	0,99	19,98	-3,33	19,70	3,57	12,51	0,16	
-2,00	3,52	8,89	0,00	-0,11	0,99	46,98	-5,22	46,69	3,54	12,41	0,16	
-1,00	3,52	12,12	0,00	-0,06	1,00	64,05	-3,56	63,95	3,53	12,35	0,16	
0,00	3,52	12,17	0,00	0,00	1,00	64,31	0,00	64,31	3,52	12,33	0,16	
1,00	3,52	12,20	0,00	0,06	1,00	64,47	3,58	64,37	3,53	12,35	0,16	
2,00	3,52	12,21	0,00	0,11	0,99	64,52	7,17	64,12	3,54	12,41	0,16	
3,00	3,52	12,30	0,00	0,17	0,99	65,00	10,83	64,09	3,57	12,51	0,16	
4,00	3,52	12,17	0,00	0,22	0,97	64,31	14,29	62,70	3,61	12,65	0,16	
5,00	3,52	12,21	0,00	0,28	0,96	64,52	17,92	61,98	3,67	12,84	0,16	
6,00	3,52	12,19	0,00	0,33	0,94	64,42	21,47	60,73	3,74	13,08	0,16	
7,00	3,52	12,27	0,00	0,39	0,92	64,84	25,22	59,74	3,82	13,38	0,16	
8,00	3,52	12,15	0,00	0,44	0,90	64,21	28,54	57,52	3,93	13,76	0,16	
9,00	3,52	10,23	0,00	0,50	0,87	54,06	27,03	46,82	4,07	14,24	0,16	
10,00	3,52	10,20	0,00	0,56	0,83	53,90	29,95	44,82	4,24	14,83	0,16	
11,00	3,52	10,15	0,00	0,61	0,79	53,64	32,78	42,46	4,45	15,58	0,16	
12,00	3,52	7,27	0,00	0,67	0,75	38,42	25,61	28,64	4,73	16,54	0,16	
13,00	1,87	3,78	0,00	0,72	0,69	10,60	7,66	7,33	2,70	9,46	0,16	
somme							239,15			171,90		1

R=44,62

N°Tr	bi	h1	h2	Sina	Cosa	Gn	T=Gn*Sin	N=Gn*Cos	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Uj	Uj*dli	Uj*dli*tan	dn	a*Gn*dn
0	2,65	1,3	0	0	1	5,1675	0	5,17	2,65	9,28	0,249	0,82	0	0	0	41,26	53,30
1	4,46	2,34	0	0,11	0,99	15,6546	1,74	15,56	4,49	15,71	0,249	2,46	0	0	0	41,26	161,48
2	4,46	2,98	0	0,22	0,97	19,9362	4,43	19,44	4,57	16,01	0,249	3,07	0	0	0	41,26	205,64
3	4,46	4,1	0	0,33	0,94	27,429	9,14	25,86	4,73	16,56	0,249	4,09	0	0	0	41,26	282,93
4	4,46	4,12	0	0,44	0,90	27,5628	12,25	24,69	4,98	17,43	0,249	3,90	0	0	0	41,26	284,31
5	4,46	4,2	0	0,56	0,83	28,098	15,61	23,36	5,36	18,77	0,249	3,69	0	0	0	41,26	289,83
6	4,46	3,76	0	0,67	0,75	25,1544	16,77	18,75	5,98	20,94	0,249	2,96	0	0	0	41,26	259,47

7	4,46	3,63	0	0,78	0,63	24,2847	18,89	15,26	7,10	24,84	0,249	2,41	0	0	0	41,26	250,50
8	4,08	2,98	0	0,89	0,46	18,2376	16,21	8,36	8,91	31,17	0,249	1,32	0	0	0	41,26	188,12
Somme							95,0417			170,70		24,72					1 975,58

Kss 2,05611059

Kas 1,36728436

R=47,12m

N°Tr	bi	h1	h2	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T=Gn*Sin	N=Gn*Cos	dli	C*dli	tang $\theta$	N*tang $\theta$	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang $\theta$	dn	a*Gn*dn
-2,00	4,67	2,56	0,00	-0,18	0,98	17,93	-3,26	17,63	4,75	16,62	0,249	2,79	0,00	0,00	0,00	32,56	145,97
-1,00	4,71	3,30	0,00	-0,09	1,00	23,31	-2,12	23,22	4,73	16,55	0,249	3,67	0,00	0,00	0,00	32,56	189,78
0,00	4,71	4,00	0,00	0,00	1,00	28,26	0,00	28,26	4,71	16,49	0,249	4,47	0,00	0,00	0,00	32,56	230,04
1,00	4,71	8,89	0,00	0,09	1,00	62,81	5,71	62,55	4,73	16,55	0,249	9,88	0,00	0,00	0,00	32,56	511,26
2,00	4,71	10,76	0,00	0,18	0,98	76,02	13,82	74,75	4,79	16,76	0,249	11,81	0,00	0,00	0,00	32,56	618,80
3,00	4,71	11,66	0,00	0,27	0,96	82,38	0,67	79,26	4,90	17,13	0,249	12,52	0,00	0,00	0,00	32,56	670,56
4,00	4,71	11,65	0,00	0,36	0,93	82,31	29,93	76,67	5,06	17,70	0,249	12,11	0,00	0,00	0,00	32,56	669,98
5,00	4,71	10,49	0,00	0,45	0,89	74,11	33,69	66,01	5,29	18,51	0,249	10,43	0,00	0,00	0,00	32,56	603,27
6,00	4,71	10,45	0,00	0,55	0,84	73,83	40,27	61,88	5,62	19,67	0,249	9,78	0,00	0,00	0,00	32,56	600,97
7,00	4,71	9,78	0,00	0,64	0,77	69,10	43,97	53,30	6,11	21,37	0,249	8,42	0,00	0,00	0,00	32,56	562,44
8,00	3,81	5,78	0,00	0,73	0,69	33,03	24,02	22,67	5,55	19,43	0,249	3,58	0,00	0,00	0,00	32,56	268,89
somme							186,70			196,79		89,46			0,00		5071,95

Kss 1,53315884

Kas 1,30286585

R=51,88m

N°Tr	bi	h1	h2	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T=Gn*Sin	N=Gn*Cos	dli	C*dli	tang $\theta$	N*tang $\theta$	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang $\theta$	dn	a*Gn*dn
-2,00	4,67	2,56	0,00	-0,18	0,98	17,93	-3,26	17,63	4,75	16,62	0,249	2,79	0,00	0,00	0,00	32,56	145,97
-1,00	5,19	3,30	0,00	-0,09	1,00	23,31	-2,12	23,22	4,73	16,55	0,249	3,67	0,00	0,00	0,00	32,56	189,78
0,00	5,19	4,00	0,00	0,00	1,00	28,26	0,00	28,26	4,71	16,49	0,249	4,47	0,00	0,00	0,00	32,56	230,04
1,00	5,19	8,89	0,00	0,09	1,00	62,81	5,71	62,55	4,73	16,55	0,249	9,88	0,00	0,00	0,00	32,56	511,26
2,00	5,19	10,76	0,00	0,18	0,98	76,02	13,82	74,75	4,79	16,76	0,249	11,81	0,00	0,00	0,00	32,56	618,80
3,00	5,19	11,66	0,00	0,27	0,96	82,38	0,67	79,26	4,90	17,13	0,249	12,52	0,00	0,00	0,00	32,56	670,56

4,00	5,19	11,65	0,00	0,36	0,93	82,31	29,93	76,67	5,06	17,70	0,249	12,11	0,00	0,00	0,00	32,56	669,98
5,00	5,19	10,49	0,00	0,45	0,89	74,11	33,69	66,01	5,29	18,51	0,249	10,43	0,00	0,00	0,00	32,56	603,27
6,00	5,19	10,45	0,00	0,55	0,84	73,83	40,27	61,88	5,62	19,67	0,249	9,78	0,00	0,00	0,00	32,56	600,97
7,00	5,19	9,78	0,00	0,64	0,77	69,10	43,97	53,30	6,11	21,37	0,249	8,42	0,00	0,00	0,00	32,56	562,44
8,00	3,81	5,78	0,00	0,73	0,69	33,03	24,02	22,67	5,55	19,43	0,249	3,58	0,00	0,00	0,00	32,56	268,89
somme							186,70			196,79		89,46			0,00		5071,95

Kss 1,8777839

Kas 1,12022212

R=52,12m

N°Tr	bi	h1	h2	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T=Gn*Sin	N=Gn*Cos $\alpha$	dli	C*dli	tango	N*tango	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tango	dn	a*Gn*dn
-2	2,14	2,23	0	-0,18	0,98	9,54	-1,74	9,39	2,18	15,23	0,249	2,34	2,23	4,85	1,21	42,54	101,50
-1	5,21	4,32	0	-0,09	1,00	44,41	-4,04	44,23	5,16	36,13	0,249	11,01	4,32	22,30	5,55	42,54	472,30
0	5,21	5,67	0	-	1,00	58,29	-	58,29	5,14	35,98	0,249	14,51	5,67	29,14	7,26	42,54	619,89
1	5,21	8,76	0	0,09	1,00	90,05	8,19	89,68	5,16	36,13	0,249	22,33	8,76	45,21	11,26	42,54	957,71
2	5,21	8,67	0	0,18	0,98	89,13	16,21	87,64	5,23	36,59	0,249	21,82	8,67	45,32	11,28	42,54	947,87
3	5,21	8,89	0	0,27	0,96	91,39	24,92	87,92	5,34	37,40	0,249	21,89	8,89	47,50	11,83	42,54	971,92
4	5,21	9,23	0	0,36	0,93	94,88	34,50	88,39	5,52	38,62	0,249	22,01	9,23	50,93	12,68	42,54	1 009,10
5	5,21	8,23	0	0,45	0,89	84,60	38,46	75,36	5,77	40,39	0,249	18,76	8,23	47,49	11,83	42,54	899,77
6	5,14	7,02	0	0,55	0,84	72,17	39,36	60,48	6,13	42,93	0,249	15,06	7,02	43,05	10,72	42,54	767,48

Kss 2,417292

Kas 1,377484

### Cas de fin de construction (Talus aval)

Pour ce cas, on a pratiquement les mêmes résultats car l'arc de FELLENIUS ne coupe pas la ligne de saturation

### Cas de fin de vidange rapide (Talus amont)

R=51,44m

N°Tr	bi	h1	h2	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T=Gn*Si	N=Gn* Cos $\alpha$	dli	C*dli	tang $\phi$	N*tang $\phi$	Ui	Ui*dli	Ui*dli* tang $\phi$	dn	a*Gn*dn
-2	2,14	1,73	0	-0,18	0,98	5,55	-1,01	5,46	2,18	7,62	0,249	0,96	0	0	0	45,06	62,56
-1	5,14	4,32	0	-0,09	1,00	33,31	-3,03	33,17	5,16	18,06	0,249	5,84	0	0	0	45,06	375,21
0	5,14	5,67	0	-	1,00	43,72	0	43,72	5,14	17,99	0,249	7,69	0	0	0	45,06	492,46
1	5,14	8,76	0	0,09	1,00	67,54	6,14	67,26	5,16	18,06	0,249	11,84	0	0	0	45,06	760,83
2	5,14	8,67	0	0,18	0,98	66,85	12,15	65,73	5,23	18,29	0,249	11,57	0	0	0	45,06	753,02
3	5,14	8,89	0	0,27	0,96	68,54	18,69	65,94	5,34	18,70	0,249	11,61	0	0	0	45,06	772,12
4	5,14	9,23	0	0,36	0,93	71,16	25,88	66,29	5,52	19,31	0,249	11,67	0	0	0	45,06	801,65
5	5,14	8,23	0	0,45	0,89	63,45	28,84	56,52	5,77	20,20	0,249	9,95	0	0	0	45,06	714,80
6	5,14	7,02	0	0,55	0,84	54,12	29,52	45,36	6,13	21,46	0,249	7,98	0	0	0	45,06	609,71
7	5,14	4,31	0	0,64	0,77	33,23	21,15	25,63	6,66	23,32	0,249	4,51	0	0	0	45,06	374,34
8	1,75	0	1,55	0,73	0,69	0	0	0	2,55	8,92	0,239	0	1,55	3,95207342	0,91292896	45,06	0
somme							138,3380455			191,9492793		83,61560208			0,91292896		5716,69799

Kss 1,985368

Kas 1,100936

R=52,90m

N°Tr	bi	h1	h2	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T=Gn*Si	N=Gn* Cos $\alpha$	dli	C*dli	tang $\phi$	N*tang $\phi$	Ui	Ui*dli	Ui*dli* tang $\phi$	dn	a*Gn*dn
-2	5,13	0	4,23	-0,18	0,98	43,40	-7,89	42,68	5,22	36,52	0,249	10,63	4,23	22,07	5,49	45,15	489,88
-1	5,29	0	5,67	-0,09	1,00	59,99	-5,45	59,74	5,31	37,18	0,249	14,88	5,67	30,12	7,50	45,15	677,12
0	5,29	0	9,62	0	1,00	101,78	-	101,78	5,29	37,03	0,249	25,34	9,62	50,89	12,67	45,15	1 148,84
1	5,29	0	11,87	0,09	1,00	125,58	11,42	125,06	5,31	37,18	0,249	31,14	11,87	63,05	15,70	45,15	1 417,54

2	5,29	0	11,89	0,18	0,98	125,80	22,87	123,70	5,38	37,66	0,249	30,80	11,89	63,96	15,93	45,15	1 419,92
3	5,29	0	11,54	0,27	0,96	122,09	33,30	117,46	5,50	38,49	0,249	29,25	11,54	63,45	15,80	45,15	1 378,13
4	5,29	0	11,43	0,36	0,93	120,93	43,97	112,65	5,68	39,75	0,249	28,05	11,43	64,91	16,16	45,15	1 364,99
5	5,29	0	8,76	0,45	0,89	92,68	42,13	82,55	5,94	41,57	0,249	20,56	8,76	52,03	12,95	45,15	1 046,13
6	5,29	0	6,43	0,55	0,84	68,03	37,11	57,02	6,31	44,18	0,249	14,20	6,43	40,58	10,11	45,15	767,88
7	5,29	5,11	1,92	0,64	0,77	60,86	38,73	46,95	6,86	48,00	0,249	11,69	3,23	22,15	5,52	45,15	686,97
8	1,87	4,51	0	0,73	0,69	12,65	9,20	8,68	2,72	19,07	0,249	2,16198	0	0	0	45,15	142,79
somme							225,38			416,6450		218,691			117,83		10540,12

Kss 2,458652

Kas 1,356803

R=55,44m

N°Tr	bi	h1	h2	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T=Gn*Si	N=Gn*Cos $\alpha$	dli	C*dli	tang $\phi$	N*tang $\phi$	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang $\phi$	dn	a*Gn*dn
-2	5,15	0	2,45	-0,22	0,97	25,24	-5,61	24,60	5,28	36,97	0,239	6,13	2,45	12,94	3,22	48,78	307,74
-1	5,54	0	3,67	-0,11	0,99	40,66	-4,52	40,41	5,57	39,02	0,239	10,06	3,67	20,46	5,09	48,78	495,89
0	5,54	0	5,78	0	1,00	64,04	0	64,04	5,54	38,78	0,239	15,95	5,78	32,02	7,97	48,78	781,00
1	5,54	0	7,87	0,11	0,99	87,20	9,69	86,66	5,57	39,02	0,239	21,58	7,87	43,87	10,92	48,78	1 063,40
2	5,54	0	8,32	0,22	0,97	92,19	20,49	89,88	5,68	39,77	0,239	22,38	8,32	47,27	11,77	48,78	1 124,20
3	5,54	0	8,13	0,33	0,94	90,08	30,03	84,93	5,88	41,13	0,239	21,15	8,13	47,77	11,90	48,78	1 098,53
4	5,54	0	5,43	0,44	0,90	60,16	26,74	53,90	6,18	43,29	0,239	13,42	5,43	33,58	8,36	48,78	733,70
5	5,54	0	3,64	0,56	0,83	40,33	22,41	33,53	6,66	46,64	0,239	8,35	3,64	24,25	6,04	48,78	491,84
6	5,2	3,63	0	0,67	0,75	28,31	18,88	21,10	6,98	48,84	0,249	5,25	0	0	0	48,78	345,29
somme							118,0			373,47		124,26			65,28		6441,59

Kss 3,66186

Kas 1,845832

R=53,19m

N°Tr	bi	h1	h2	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T=Gn*Si	N=Gn*Cos $\alpha$	dli	C*dli	tang $\phi$	N*tang $\phi$	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang $\phi$	dn	a*Gn*dn
-1	5,01	0	2,45	-0,11	0,99	24,55	-2,73	24,40	5,04	35,29	0,249	6,07	2,45	12,35	3,08	48,78	299,38
0	5,53	0	3,67	0	1,00	40,59	-	40,59	5,53	38,71	0,249	10,11	3,67	20,30	5,05	48,78	495,00
1	5,53	0	5,79	0,11	0,99	64,04	7,12	63,64	5,56	38,95	0,249	15,85	5,79	32,22	8,02	48,78	780,94

2	5,53	0	7,97	0,22	0,97	88,15	19,59	85,94	5,67	39,70	0,249	21,40	7,97	45,20	11,26	48,78	1 074,97
3	5,53	0	8,02	0,33	0,94	88,70	29,57	83,63	5,87	41,06	0,249	20,82	8,02	47,04	11,71	48,78	1 081,71
4	5,53	0	8,13	0,44	0,90	89,92	39,96	80,55	6,17	43,21	0,249	20,06	8,13	50,19	12,50	48,78	1 096,55
5	5,53	0	5,23	0,56	0,83	57,84	32,14	48,10	6,65	46,56	0,249	11,98	5,23	34,78	8,66	48,78	705,41
6	5,53	0	3,64	0,67	0,75	40,26	26,84	30,01	7,42	51,93	0,249	7,47	3,64	27,01	6,72	48,78	490,95
7	5,11	3,6	0	0,78	0,63	27,59	21,46	17,34	8,13	56,91	0,239	4,32	0	0	0	48,78	336,51
somme							173,94			392,32		118,07			67,00		6 361,40

Kss 2,549084

Kas 1,510507

R=57,75m

N°Tr	bi	h1	h2	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T=Gn*Si	N=Gn*Cos $\alpha$	dli	C*dli	tang $\phi$	N*tang $\phi$	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang $\phi$	dn	a*Gn*dn
-1	3,74	0	2,32	-0,11	0,99	17,35	-1,93	17,25	3,76	26,34	0,249	4,29	2,32	8,73	2,17	49,76	215,88
0	5,77	0	4,56	0	1,00	52,62	0	52,62	5,77	40,39	0,249	13,10	4,56	26,31	6,55	49,76	654,62
1	5,77	0	5,79	0,11	0,99	66,82	7,42	66,40	5,81	40,64	0,249	16,53	5,79	33,62	8,37	49,76	831,20
2	5,77	0	6,23	0,22	0,97	71,89	15,98	70,10	5,92	41,43	0,249	17,45	6,23	36,87	9,18	49,76	894,36
3	5,77	0	7,45	0,33	0,94	85,97	28,66	81,06	6,12	42,84	0,249	20,18	7,45	45,59	11,35	49,76	1 069,50
4	5,77	0	7,17	0,44	0,90	82,74	36,77	74,12	6,44	45,09	0,249	18,46	7,17	46,18	11,50	49,76	1 029,31
5	5,77	0	5,15	0,56	0,83	59,43	33,02	49,42	6,94	48,58	0,249	12,30	5,15	35,74	8,90	49,76	739,32
6	5,77	0	4,34	0,67	0,75	50,08	33,39	37,33	7,74	54,19	0,249	9,30	4,34	33,60	8,37	49,76	623,04
7	4,03	0,98	2,21	0,78	0,63	23,74	18,46	14,92	6,41	44,88	0,244	3,71	2,21	14,17	3,53	49,76	295,28
somme							171,77			384,38		115,34			69,92		6 352,52

Kss 2,502108

Kas 1,475922