

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

**DEPARTEMENT AMENAGEMENT ET GENIE HYDRAULIQUE**

## **MEMOIRE DE FIN D'ETUDES**

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

**THEME DU PROJET :**

**Etude de confortement du barrage de Babar  
(W.KHENCHLA)**

**PRESENTE PAR :**

**SAYAD Amel, Karima, Sihem**

**Devant les membres du jury**

<b>Nom et Prénoms</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
Mr B. BENLAOUKLI	M.C.A	Président
Mr M. HASSANE	M.C.B	Examineur
Mr A. HADJ SADOK	M.C.B	Examineur
Mme N. SAIL	M.A.A	Examinatrice
Mr M.K MIHOUBI	Professeur	Promoteur

# Dédicace

*Je rends un grand hommage à travers ce modeste travail, en signe de profond respect et d'immense reconnaissance envers :*

*Ma mère Menouba*

*Mon père Abdelouaheb*

*Pour tous les sacrifices et leur soutien moral dont ils ont fait preuve pour que je réussisse.*

*Je le dédie également à*

*Mes frères et ma sœur: Michael, Alexandre, Gregory et Maya*

*Mes amis: Cheva, Adel, Nadir, Houda, Imene , Hamza, Meriem, Ishak, Ahmed, Khouloud, Ryma ....*

*En un mot, à toute ma famille, mes amis et tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à ma formation*

# Remerciement

*Au terme de cette modeste étude, je tiens à exprimer ma profonde gratitude et mes vifs remerciements à Mr MIHOUBI (mon promoteur) pour avoir contribué à l'élaboration de cette présente thèse et à ma formation durant les années de spécialité.*

*Je remercie également tous mes professeurs et particulièrement M<sup>r</sup> ZAIBAK, M<sup>r</sup> BENLAOUKLI, M<sup>me</sup> TOUIBIA, M<sup>r</sup> BESSALEM pour l'aide précieuse, qu'ils m'ont apportée durant l'élaboration de ce modeste travail.*

## ملخص

هذا العمل يتعلق بدراسة تعزيز سد بابار بولاية خنشلة حيث نستعمل قناة لتصريف فائض المياه بملامس البيانومما يسمح بزيادة سعة التصريف في المفيض الاصلي.

تمثل قناة تصريف فائض المياه بمفاتيح البيانوتطورا كحل مثالي جديد لزيادة القدرة على التصريف في المفيض وضمان المزيد من الأمن للسد ضد كل الاحتمال للفيضانات أو كسر الحاجز المائي الموجود مسبقا. تشمل هذه الدراسة كذلك صيانة ونظام فحص السد.

## Résumé

Le présent mémoire concerne l'étude de confortement d'un barrage en terre dans la wilaya de Khenchla en utilisant un déversoir en touches de piano (Pk-Weir) afin d'augmenter la capacité d'évacuation de l'évacuateur de crue initial.

Le déversoir en touches de piano (Pk-Weir) représente une nouvelle solution optimum à l'aménagement permettant d'augmenter la capacité d'évacuation du déversoir et de conférer plus de sécurité à la digue contre toutes éventualités de submersion ou rupture du barrage déjà existant

Cette étude comprend l'entretien ainsi que le système d'auscultation du barrage.

Mots clés: digue, confortement, déversoir, piano, crue, évacuateur

## Summary

This submission concerns the study of reinforcement of khenchla's earth-fill dam using a piano keys weir (Pk-Weir) to increase the discharge capacity of the original spillway.

The weir piano keys (Pk-Weir) represents a new optimum development solution to increase the discharge capacity of the weir and to confer additional security to the dike against all contingencies submersion or dam failure already existing

This study includes maintenance and the dam auscultation system.



# Sommaire

	Page
Introduction générale	01
<b><u>Chapitre I : Etat de situation de l'aménagement</u></b>	
Introduction.....	02
I-1 Fondation et topographie du site.....	02
I-2 Synthèse sismologique.....	07
I-3 Caractéristiques de la digue du barrage Babar.....	08
I.4 Ouvrages annexes : évacuateur de crue, prise d'eau et ouvrage de vidange.....	10
<b><u>Chapitre II : Inventaire des désordres et incidents survenus au barrage</u></b>	
Introduction.....	13
II.1 Décomposition fonctionnelle de l'ouvrage.....	13
II.2 Historique et incidents	15
II.2.1 Construction de l'aménagement	15
II.2.2 Période de réalisation des travaux de l'aménagement	15
II.2.3 Principaux incidents et faits marquants	15
II.3 Etat général de la digue	16
II.3.1 Fuites et zones humides au pied aval	17
II.3.2 Tassements et déformations du remblai	18
II.3.3 Amorce de glissement en rive droite	18
II.4 Disfonctionnement de l'évacuateur de crue	18
II.5 Disfonctionnement de la tour de prise	19
Conclusion .....	19
<b><u>Chapitre III : Analyse et interprétation des mesures d'auscultation</u></b>	
Introduction .....	20
III.1 Données disponibles .....	20
III.2 Dispositif initial .....	20
III.3 Dispositif opérationnel .....	20
III.4 Analyse des mesures piézométriques	21
III.4.1 Gestion de la retenue .....	21
III.4.2 Caractéristiques des piézomètres	21
III.4.3 Analyse des résultats .....	24
III.4.4 Synthèse et conclusions .....	28
III.4.5 Piézomètres situés dans le remblai en aval du drain	28
III.4.6 Piézomètres situés dans la fondation	28
III.4.7 Cellules de pression interstitielle	28
III.4.8 Analyses des mesures de fuites	29
III.5 Conclusions générales et recommandations	30

## Chapitre IV : Mesures de confortement et de réhabilitation de la digue

	Introduction	31
IV.1	Révision des données hydrologiques	31
IV.1.1	Etude des Précipitations	31
IV.1.1.1	Equipement du bassin versant	31
IV.1.1.2	La pluviométrie annuelle .....	32
IV.1.1.3	Etude fréquentielle des pluies maximales journalières disponibles	34
IV.1.1.3.1	Les pluies maximales journalières	35
IV.1.1.3.2	Les tests d'homogénéité à l'échelle annuelle	36
IV.1.1.3.3	Choix de la loi d'ajustement	38
IV.1.1.4	Etude des crues .....	51
IV.1.1.4.1	Données disponibles	51
IV.1.1.4.2	Crue d'Août	51
IV.1.1.4.3	Etude hydrologique du projet .....	51
IV.1.1.4.4	Révision de l'hydrologie des crues par la méthode de SOKOLOVSKI	53
	Conclusion .....	59
IV.2	Réserve d'envasement de la retenue	59
IV.3	Etudes des apports .....	60
IV.3.1	Apports liquides .....	60
IV.3.1.1	Apport moyen interannuel (A0) .....	60
IV.3.1.2	Caractéristiques de l'écoulement	63
IV.3.1.3	Irrégularité des apports .....	66
IV.3.1.3.1	Estimation fréquentielle des apports	66
IV.3.1.3.2	Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80%	67
IV.3.2	Apports solides et l'estimation du volume mort	68
IV.4	Régularisation des débits	71
IV.4.1	Module d'irrigation	71
IV.4.2	Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes	74
IV.4.3	Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes	76
IV.5	Dimensionnement et confortement de la digue	79
IV.5.1	Tracer de la ligne de saturation .....	79
IV.5.1.2	Hypothèses de calcul de filtrations hydrauliques des barrages en terres .....	81
IV.5.2	Stabilité de la digue.....	81
IV.5.2.1	Stabilité des talus .....	82
IV.5.3	Méthode de FELLENIUS.....	83
IV.6	Détermination du centre de gravité par la méthode de FANDEEV	84
IV.6.1	Discussion sur les valeurs du coefficient de sécurité.....	83
	Conclusion.....	85

## Chapitre V : Mesures de confortement et de réhabilitation des ouvrages

### annexes

	Introduction .....	86
V.1	Rappel de caractéristiques déjà existantes	86

V.1.1	Variante PK- Weir	87
V.1.2	Etude de la solution PK.Weir	88
V.1.2.1	Laminage des crues .....	156
V.1.2.2	Dimensionnement du PK.Weir	96
V.1.2.3	Recalibrage du chenal d'écoulement	100
	Conclusion.....	101

### Chapitre VI : Organisation des travaux de chantiers

	Introduction .....	102
VI.1	Travaux préparatoires et installation de l'entreprise .....	102
VI.1.1	Installations destinées au personnel	102
VI.1.2	Installations destinées au stockage des matériaux	102
VI.1.3	Installations destinées à la réparation des engins	103
VI.1.4	Installation destinées pour la préfabrication	103
VI.1.5	Moyens de chantier	103
VI.2	Planification .....	103
VI.2.1	Définition .....	103
VI.2.2	Techniques de la planification .....	104
VI.2.2.1	Méthodes basées sur le réseau	104
VI.2.2.2	Méthodes basées sur le graphique .....	105
VI.2.3	Les paramètres de la méthode C.P.M	106
VI.2.3.1	Chemin critique (C.C) .....	107
VI.2.3.2	Attribution des durées de chaque opération	107
VI.2.4	Plannings des travaux	107
VI.2.4.1	Plan de travail au plus tôt .....	107
VI.2.4.2	Plan de travail au plus tard : (PTPP).....	107
VI.2.4.3	Plan de travail intermédiaire	108
VI.3	Décalage de construction et programme des travaux	108
VI.4	Symboles des différentes opérations	108
VI.5	Détermination des chemins critiques	111
VI.6	Technologie des principaux travaux .....	113
VI.6.1	Exécution des voies d'accès .....	113
VI.6.2	Exécution des travaux de terrassement .....	113
IX.6.3	Exécution des travaux de bétonnage .....	113
	Conclusion.....	115

### Chapitre VII : Application des règles de sécurité et de protection des travaux sur le chantier

	Introduction .....	116
VII.1	Causes humaines .....	116
VII.1.1	Causes techniques	116
VII.2	Conditions dangereuses dans le chantier	117
VII.3	Actions dangereuses .....	117
VII.4	Mesures préventives .....	117
	Conclusion.....	118



# Liste des figures

Fig I.01	Situation géographique du barrage de Babar .....	02
Fig I.02	Courbes granulométriques des matériaux étanches	04
Fig I.03	Situation du bassin versant du barrage de Babar	06
Fig I.04	Coupe type de la digue du barrage de Babar .....	08
Fig I.05	Vue générale de la digue du bief aval	09
Fig I.06	Configuration générale de l'évacuateur de crue	10
Fig I.07	Esquisse du Profil en long de l'évacuateur de crues	11
Fig I.08	Evacuateur de Crues du barrage de Babar	11
Fig II.01	Vue en plan général de l'aménagement .....	13
Fig II.02	Décomposition fonctionnelle de l'ouvrage	14
Fig II.03	Zone humide et végétation au pied de la digue .....	17
Fig II.04	Indications de mouvement et de tassement en crête en amont du barrage .....	17
Fig II.05	Indication des fissures en crête de digue .....	18
Fig II.06	Fissure rive droite traversant la chaussée .....	18
Fig II.07	Erosions dans le chenal aval de l'évacuateur	19
Fig III.01	Profil type ausculté .....	21
Fig III.02	Localisation des points de mesures de fuites	29
Fig IV.01	Stations pluviométriques et hydrométriques	31
Fig IV.02	Répartition moyenne interannuelle des précipitations	34
Fig IV.03	Corrélation entre les pluies maximales journalières des deux stations	35
Fig IV.04	Représentation des pluies maximales journalières de 42 ans	37
Fig IV.05	Ajustement à la loi de GUMBEL	40
Fig IV.06	Ajustement à la loi de log Normal .....	42
Fig IV.07	Ajustement à la loi Pearson III .....	45
Fig IV.08	La courbe des pluies de courte durée .....	48
Fig IV.09	La courbe des intensités fréquentielles	49
Fig IV.10	Evolution du plan pendant la crue d'août 2002.....	51
Fig IV.11	Hydrogrammes des crues de projet de 1987 (Ukrquiprovkoz).....	52
Fig IV.12	Hydrogramme de la crue de projet actuelle .....	53
Fig IV.13	hydrogrammes de crue .....	58
Fig IV.14	Courbe capacité hauteur	59
Fig IV.15	Apport moyen	68

Fig V.01	Coupe longitudinale suivant l'axe de l'évacuateur de crue.....	87
Fig V.02	Exemples de Pk-Weir.....	88
Fig V.03	Courbe des débits déversant.....	91
Fig V.04	Hydrogramme des débits entrants et sortants.....	95
Fig V.05	Courbes surface hauteur et capacité-hauteur (remplissage) .....	96
Fig V.06	Principe de module pour O.Machiels et Lempérière (2006).....	99
Fig VI.01	Organisation du réseau à noeuds.....	110

# Liste des tableaux

Tab I.01	Résultat des reconnaissances géotechniques .....	03
Tab I.02	Caractéristiques de matériaux .....	04
Tab I.03	Caractéristiques morphométriques .....	06
Tab I.04	Accélérations maximales horizontales estimées au rocher	07
Tab III.01	Caractéristiques des piézomètres .....	21
Tab IV.01	Données pluviométriques annuelles	32
Tab IV.02	La pluviométrie maximale annuelle .....	32
Tab IV.03	La répartition moyenne interannuelle des précipitations	34
Tab IV.04	Coordonnées et codes des stations de Babar et de El Habada	35
Tab IV.05	Les paramètres statistiques de l'échantillon	36
Tab IV.06	Résultat de l'ajustement .....	39
Tab IV.07	Caractéristiques de la loi de GUMBEL	41
Tab IV.08	Résultats de calcul .....	42
Tab IV.09	Caractéristiques de la loi log Normal .....	43
Tab IV.10	Résultat de l'ajustement par la loi de Pearson	44
Tab IV.11	Caractéristiques de la loi Pearson III .....	46
Tab IV.12	Intensités pour les différentes pluies .....	50
Tab IV.13	Caractéristiques des crues de l'étude de 1987.....	52
Tab IV.14	Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue $\delta$	54
Tab IV.15	Les valeurs de débits de crues en fonction de temps	55
Tab IV.16	Les caractéristiques de ces crues sont les suivantes	58
Tab IV.17	Comparaison des crues de projet et de l'hydrologie révisée	59
Tab IV.18	L'Apport moyenne interannuelle .....	62
Tab IV.19	Récapitulatif des résultats des coefficients des variantes	66
Tab IV.20	L'Apport fréquentielle .....	67
Tab IV.21	Répartition des Apports mensuelles de fréquence	67
Tab IV.22	Valeur de $\alpha$ en fonction de la perméabilité .....	69
Tab IV.23	Récapitulatif des résultats du volume mort .....	71
Tab IV.24	Répartition mensuelle des besoins en eau pour l'irrigation	72
Tab IV.25	Répartition mensuelle de la consommation des eaux d'irrigation	73
Tab IV.26	Répartition mensuelle de la consommation	74
Tab IV.27	Régularisation saisonnière suivant la 1ere consigne .....	75
Tab IV.28	Régularisation saisonnière suivant la 2ere consigne .....	76
Tab IV.29	Valeurs de $\delta$ en fonction des conditions hydrogéologique	77
Tab IV.30	Régularisation saisonnière en tenir compte les pertes. ....	78
Tab IV.31	Coordonnées de la ligne de saturation .....	82
Tab IV.32	Détermination des rayons des cercles de glissement.....	83
Tab IV.33	Le coefficient de sécurité pour différents cas étudiés	84
Tab IV.34	Les cas de stabilité étudiés .....	90
Tab V.01	Coefficients suivant les hauteurs déversantes.....	91
Tab V.02	Volumes et débits déversant .....	92
Tab V.03	Calcul du laminage de la crue par la méthode de Hildenblat	95
Tab V.04	Valeurs de la capacité et de la superficie	97

Tab V.05	Pré-dimensionnement du module	109
	T <sub>vdA</sub> .....	
Tab VI.01	Symboles des opérations .....	110
Tab VI.02	Détermination des chemins critiques.....	111
Tab VI.03	Planning de GANTT (1910) des travaux pour la réalisation du barrage de Babar	

## Liste des planches

Planche N° 1	Vue en plan de l'aménagement de l'évacuateur de crues.
Planche N° 2	Vue en plan suivant l'axe de la digue du barrage.
Planche N° 3	Coupe géologique suivant l'axe de la digue du barrage.
Planche N° 4	Profil en long de l'évacuateur de crues.
Planche N° 5	Coupe en travers de la digue du barrage avec détails.
Planche N° 6	Calcul de stabilité
Planche N° 7	Planning de Gantt des travaux de réalisation du barrage.



## INTRODUCTION GENERALE

Bon nombre de barrages ont été construits en Algérie et cette dernière s'emploie à rattraper son retard dans le domaine de l'approvisionnement en eau que ce soit pour l'alimentation en eau potable, pour l'irrigation ou encore dans le domaine de l'industrie.

Néanmoins, l'aspect technique trop innovant pour certains ouvrages ou encore l'ancienneté pour d'autres, ont conduit à révéler des anomalies que ce soit au niveau du fonctionnement où bien au niveau de la stabilité et c'est dans cette visée que des études de confortement ont été réalisées afin de préserver notre patrimoine hydrotechnique algérien.

Le thème de mon mémoire de fin d'étude se porte sur le diagnostic et le confortement du barrage de Babar (dans la wilaya de Khenchla), on verra en premier lieu l'état de situation de l'aménagement qui comportera entre autres la topographie du site, les éléments hydrologiques et hydrogéologiques de ce dernier ainsi qu'une synthèse sismologique.

Ensuite on fera l'inventaire des désordres et incidents survenus au barrage, par la suite on effectuera une révision des données hydrologiques, le dimensionnement et le confortement de la digue, des ouvrages de drainages et d'étanchéité pour arriver au calcul de stabilité, qui entreront dans les mesures de confortement et de réhabilitation de la digue, ces derniers seront suivies par le dimensionnement et le confortement de l'évacuateur de crue.

Ainsi on établira l'organisation de chantier et l'ordonnancement des travaux avant de conclure ce mémoire par l'application des principes et règles de sécurité et de protection des travaux sur chantier.



## Chapitre I

### Etat de situation de l'aménagement

#### **Introduction**

Évaluer, étudier la topographie, géologie, les critères géotechniques et l'hydrologie afin de dégager une synthèse relative à l'étude de l'aménagement. Ces volets d'études constituent la pierre angulaire sur laquelle tout hydraulicien doit s'appuyer afin d'effectuer tout diagnostic de confortement d'un ouvrage hydraulique.

Dans ce chapitre, il s'agit de s'intéresser d'une manière détaillée aux caractéristiques des fondations et à la topographie du site, ces éléments hydrologiques et hydrogéologiques en passant par une synthèse sismologique.

De plus une attention particulière est accordée aux caractéristiques de la digue du barrage de Babar ainsi qu'aux ouvrages annexes.

#### **I. ETAT DE SITUATION DE L'AMENAGEMENT.**

##### **I.1 Fondation et topographie du site.**

###### **I.1.1 La situation géographique et topographique.**

Le site de l'aménagement est situé dans la wilaya de Khenchla à 30 Km de ladite ville et à 9 km de la localité de Babar. Le barrage a été construit dans le cours amont de Oued El Arab qui sur ce tronçon est nommé El Abiod.

Son bassin versant bénéficie d'une surface d'environ 575 km<sup>2</sup> qui fait partie du grand bassin versant de Chott Melghir.

Coordonnées du site du barrage :      X = 894.600 m   ;   Y = 215.500 m ;   Z = 847 m

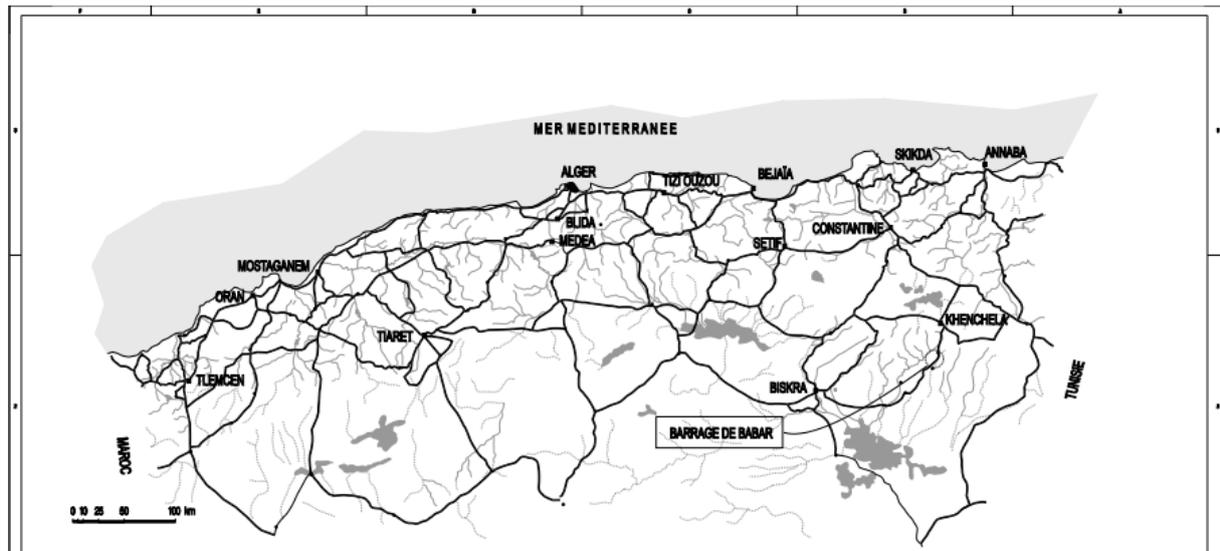


Figure I.1 : Situation géographique du barrage de Babar, 1/100000

### I.1.2 Géologie du site et sa fondation.

Le site de notre aménagement se situe dans une région qui comprend les formations du *jurassique*, du *crétacé* et des dépôts d'âge *quaternaire*.

La cuvette de la retenue est constituée par des formations marno-calcaires du *crétacé* supérieur affleurant sur les versants. Ces formations sont recouvertes au niveau de la vallée par des dépôts *quaternaires* d'une épaisseur de 3 à 6 m (limons argileux-alluvionnaires ou de colluvions, terrains graveleux alluvionnaires).

La fondation du barrage est constituée de marnes qui s'alternent avec des couches calcaires. Les dépôts alluviaux furent enlevés de sous tout le barrage au vu de leur faibles résistances. Le barrage est raccordé à sa fondation avec une parafouille de largeur de 6m et un voile d'injection.

Les recharges du talus amont de la digue, y compris le batardeau, sont constituées de limons argileux. En revanche la recharge aval -des terrains détritiques en provenance des fouilles utiles- comprend des marnes calcaires additionnée de 25% de limons argileux ; Ces recharges sont séparées par un filtre et une zone transitoire en terrains graveleux. Le talus amont est revêtu d'enrochements mis sur une couche de filtre tandis que le talus aval est revêtu d'enrochements seulement.

Les marnes ainsi que les calcaires des zones d'altération se caractérisent par une résistance, une perméabilité et une de formation assez hétérogène. On peut en distinguer trois zones :

- ✓ Les marnes de la première zone d'altération intense représentant une masse graveleuse. Les calcaires en couches minces ou moyennes sont réduits en graviers par la fissuration.
- ✓ Plus en profondeur la zone d'altération intense est suivie de la deuxième zone d'altération, zone de fissuration ouverte.
- ✓ La troisième zone d'altération constituée de marnes et de calcaires relativement sains.

Dans le cadre de l'étude géotechnique, des prélèvements ont seulement pu être fait au niveau de la deuxième et de la troisième zone d'altération. La densité, la résistance à la compression simple et l'absorption d'eau ont été déterminée pour ces zones.

Le tableau suivant résume les résultats des essais (valeurs moyennes).

**Tableau N° I.1 : Résultat des travaux de reconnaissances géotechniques, (ANBT, 2006)**

	Poids volumique humide [t/m <sup>3</sup> ]	Résistance à la compression		Absorption d'eau [%]
		Sèche Rc [MPa]	Saturée Rc [MPa]	
Calcaire 2 <sup>ème</sup> zone d'altération	2,59	66,3	50	0,4
Calcaire 3 <sup>ème</sup> zone d'altération	2,67	46,7	40	0,5
Marnes 2 <sup>ème</sup> zone d'altération	2,43	19,7	23,7	2,9
Marnes 3 <sup>ème</sup> zone d'altération	2,57	22,1	30,3	1,7

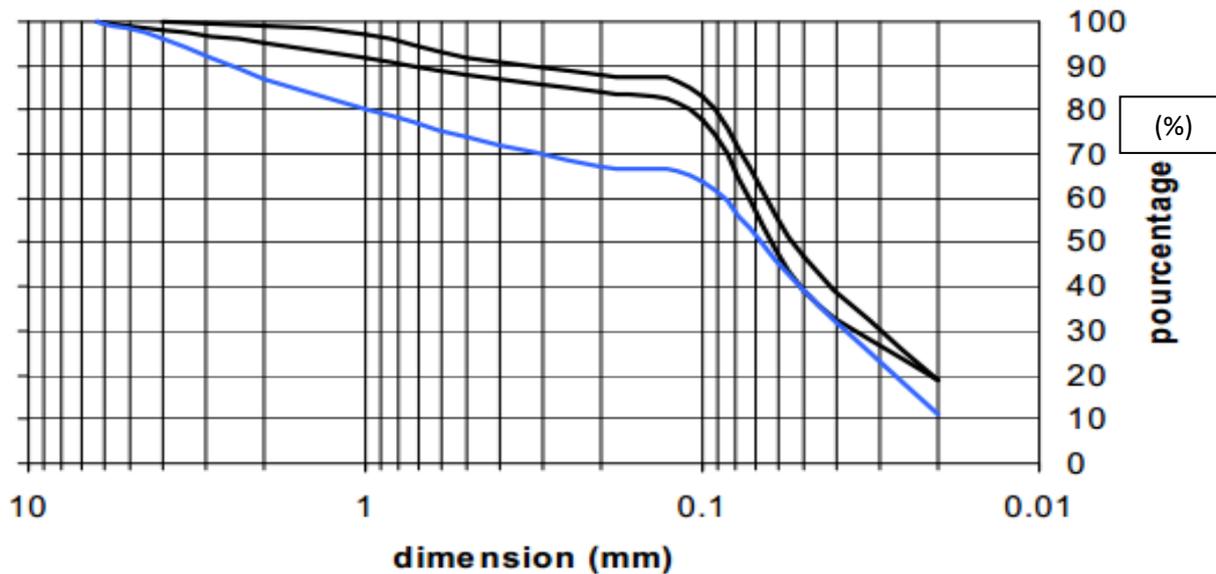
On peut en venir aux conclusions suivantes :

- ✓ Les marnes sont pratiquement imperméables dans toutes leurs épaisseurs et la perméabilité relevée ( $1,2 \cdot 10^{-6}$  à  $5,8 \cdot 10^{-6}$ ) m/s observée dans certains niveaux est la conséquence de la présence d'horizons calcaires s'intercalant entre les marnes.
- ✓ La perméabilité des calcaires de la zone fortement altérée est caractérisée par de faibles valeurs qui varient de  $1,2 \cdot 10^{-6}$  à  $2,4 \cdot 10^{-6}$  m/s dus au colmatage des fissures par des matériaux argileux. Une fois décolmatées, les fissures rendent les calcaires très perméables. A la plus grande profondeur (de 15 à 30m), les calcaires de la troisième zone d'altération sont pratiquement imperméables.
- ✓ Ainsi on recommanda d'enlever les terrains fortement altérés au niveau de la parafouille de la digue et au niveau de la fondation de la galerie qu'on utilisera dans la recharge aval.

### 1.1.3 Matériaux de construction

Les matériaux de construction étanches dans leur globalité sont constitués de limon en provenance de dépôts trouvés dans la cuvette.

La figure suivante représente les rares courbes granulométriques disponibles.



**Figure I.2 :** Courbes granulométriques des matériaux étanches

Il s'agit de matériaux peu plastiques caractérisés par un indice de plasticité IP compris entre 9 et 13.

Les caractéristiques mécaniques retenues sont caractérisées par un angle de frottement faible et une forte cohésion, ces valeurs ne sont pas représentatives de valeurs effectives qu'il faille prendre en considération dans les calculs de stabilité.

Sur la base de l'analyse des données disponibles, les valeurs suivantes sont proposées pour les calculs de vérification de la digue, détaillés au chapitre suivant.

**Tableau N° I.2 : Caractéristiques de matériaux, (ANBT, 2006)**

	Poids volumique ( $kN/m^3$ )	Angle de frottement en °	Cohésion ( $kPa$ )
Limons argileux (corps du barrage)	20,3	28	50
Marnes (recharge aval)	20,3	28	50
Enrochements (pied aval)	20,3	40	00
Marnes (fondation)	24,0	30	50

## I.2 Eléments hydrogéologiques et hydrologiques du site.

### 1.2.1 Conditions hydrogéologiques.

Les conditions hydrogéologiques de la région se distinguent par une certaine particularité ce qui s'explique par toute une série de facteurs morphologiques complexes de la vallée de l'oued :

- ✓ érosion forte de ses pentes.
- ✓ prédominance des marnes dans le substratum qui affleure à la surface sur une partie du territoire étudié
- ✓ Un caractère torrentiel des précipitations (400mm/an) dont la majeure partie est sous forme de ruissellement tandis que seule une petite partie s'infiltré, en d'autres termes ; alimente les eaux souterraines.

Ce dernier point est approuvé par une faible montée (de 1 à 2m) de la nappe dans le cycle annuel même dans la zone de développement des alluvions relativement bien perméables, et jusqu'à 1m dans le massif marneux composant les rives. En cas de courte montée de la nappe souterraine celle-ci se décharge dans le réseau hydrographique dense et profondément entaillé. En général, le régime des eaux souterraines a plutôt un caractère de stagnation dont le type chimique Sulfato-Sodio-Manganèse est pratiquement homogène et la minéralisation de l'eau (de 1.0 à 2.8 g/l) en est la preuve.

La teneur en eau a été prédéterminée par la composition lithologique des terrains aquifères ; les calcaires se caractérisent par les valeurs maximales et les marnes par celles qui sont minimales.

La surface de la nappe est pratiquement plane à pente vers l'oued. Ce ne sont que les terrains graveleux au remplissage sableux qui se saturent rapidement au cours des crues de courte durée, Dans l'assise marno-calcaire et alluvionnaire limoneuse la variation du plan de la nappe ne fait que les premières dizaines de centimètres par rapport à la situation habituelle.

Les eaux ne sont pas agressives pour le béton.

La nappe phréatique proprement dite appartient à la partie en terrasses (du lit de l'oued) où les alluvions aquifères surtout de galets-graviers se distinguent par une teneur élevée en eau et une forte perméabilité par rapport aux roches mères. Le niveau de la nappe phréatique constaté par les fragments se maintient à la profondeur de 2,5 à 7m. La composition chimique des eaux phréatiques est très variée :

- ✓ Sulfato-sodio-manganèse.
- ✓ Sulfato-hydrocarbonatée.
- ✓ Minéralisation est entre 0,9mg/l et 1,3mg/l.

## 1.2.2 Eléments hydrologiques.

### 1.2.2.1 Description du bassin versant.

Dans un souci de réviser les données hydrologiques par la suite (cf. chapitre III) il est important d'indiquer au préalable les éléments hydrologiques qui s'y incluent et dont le bassin versant en fait grandement partie.

Le barrage de Babar est situé sur l'oued El Arab. L'oued El Arab et ses principaux affluents, les oueds Tamagra et El Hatiba drainent un bassin situé sur les versants sud-est de l'Aurès, sur les versants nord-ouest des Montagnes de Nementcha et sur la plaine située entre les deux chaînes des montagnes. La longueur maximale de l'oued est de 51 km, sa pente moyenne est 16,3m/km.

Le bassin versant du barrage de Babar est représenté sur la figure suivante.

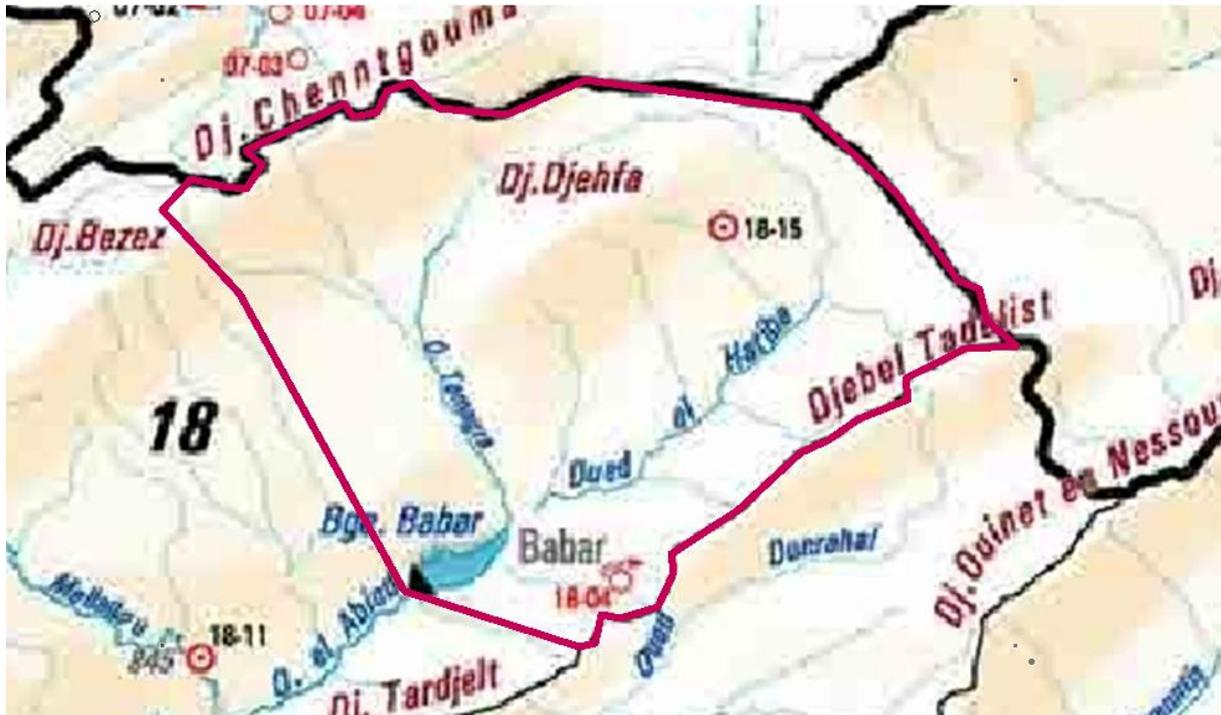


Figure I.3 : Délimitation du bassin versant du barrage de Babar, 1/500000

#### 1.2.2.1.1 Caractéristiques morpho métriques

Le tableau ci-dessous englobe les principales caractéristiques morphométriques de notre bassin versant

Tableau N°I.3 : Caractéristiques morphométriques

Superficie du bassin versant	575 km <sup>2</sup>
Périmètre	101 m
Forme du bassin versant	Compacte Kc = 1,12
Largeur maximale	35 km
Longueur	29 km

#### 1.2.2.1.2 Caractéristiques des reliefs.

Comme il a été cité précédemment, le bassin versant de Babar se situe entre deux chaînes de montagnes, l'Aurès et les Montagnes de Nemencha.

Le point culminant du bassin versant de Babar est à 2141m NGA (Djebel Bezez), situé dans le massif de l'Aurès. La cote la plus élevée dans les montagnes de Nementcha dans les limites du bassin versant est à 1599m NGA.

Le site du barrage est à la cote 907m NGA. L'altitude moyenne du bassin versant est égale à 1190 m NGA.

### 1.3 Synthèse sismologique.

Le site du barrage de Babar est situé dans le nord-est de l'Algérie, dans le massif de l'Aurès qui est lui même un segment oriental de l'Atlas Saharien, à une distance environnant les 15km à l'est de la ville de Biskra. L'ensemble de ces chaînes atlasiennes absorbe une partie de la convergence Afrique et Europe s'exprimant par une sismicité diffuse significative.

Cette région du globe a subi plusieurs séismes importants, tels que celui d'El Asnam ; par exemple, du 10 Octobre 1980 ( $M_w=7,3$  à l'échelle de Richter) ou, plus récemment celui de Boumerdès, du 21 Mai 2003 ( $M_w=6,8$ ) (la magnitude retenue). Les spectres des séismes de dimensionnement SBE (séisme de base d'exploitation), SMD (séisme maximal de dimensionnement) et SMP sur le site de Babar ont été obtenus à partir des éléments propres à l'analyse sismo-tectonique régionale du site et de l'analyse de sismicité historique et instrumentale ; suivant une approche déterministe.

Ces derniers ont été calculés en considérant le séisme de référence de Mac-Mahon, du 16 Mars 1924, ramené en position la plus favorable, de ce fait :

- ✓ Le SBE correspond à un séisme de magnitude 5,6 localisé à l'aplomb du site à une profondeur de 8 km.
- ✓ Le SMD correspond à un séisme de magnitude 6,1 localisé à l'aplomb du site à une profondeur de 8 km.

Compte tenu du manque d'indices de déformation néotectonique et paléo-sismologique sur les structures tectoniques à proximité du barrage de Babar, il est recommandé par les spécialistes de considérer un SMP (séisme maximum probable) équivalent au SMD (séisme maximal de dimensionnement) Les spectres sont définis au rocher horizontal affleurant, pour une condition standard de site (ferme à rocheux) en utilisant les lois d'atténuation des milieux adaptées au contexte sismo-tectonique de l'Algérie.

**Tableau N°I.4 : Accélérations maximales horizontales estimées au rocher pour le site de Babar, (ANBT, 2006)**

Site de Babar	SBE	SMD
Accélération maximales horizontales (PGA)	0.28 g	0,36 g

L'application de ces méthodes aux séismes de référence retenus a permis de proposer les spectres des séismes de dimensionnement SBE et SMD à prendre en compte sur le site de Babar. La durée efficace des sollicitations sismiques correspondant au SMD est d'environ 6 secondes ; 5 accélérogrammes d'enveloppes exponentielles ont été synthétisés pour cette durée, calés à une accélération maximale horizontale de 0,36 g.

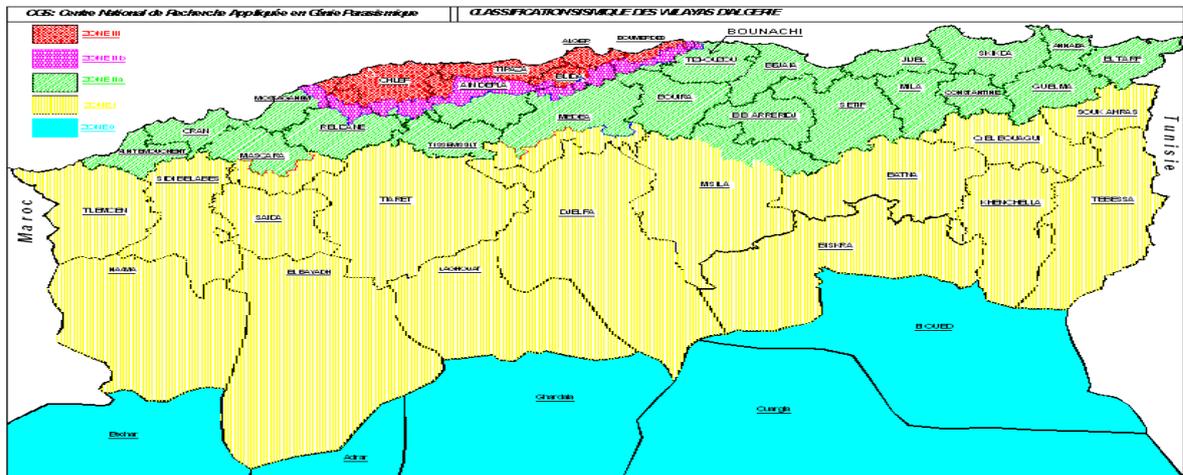


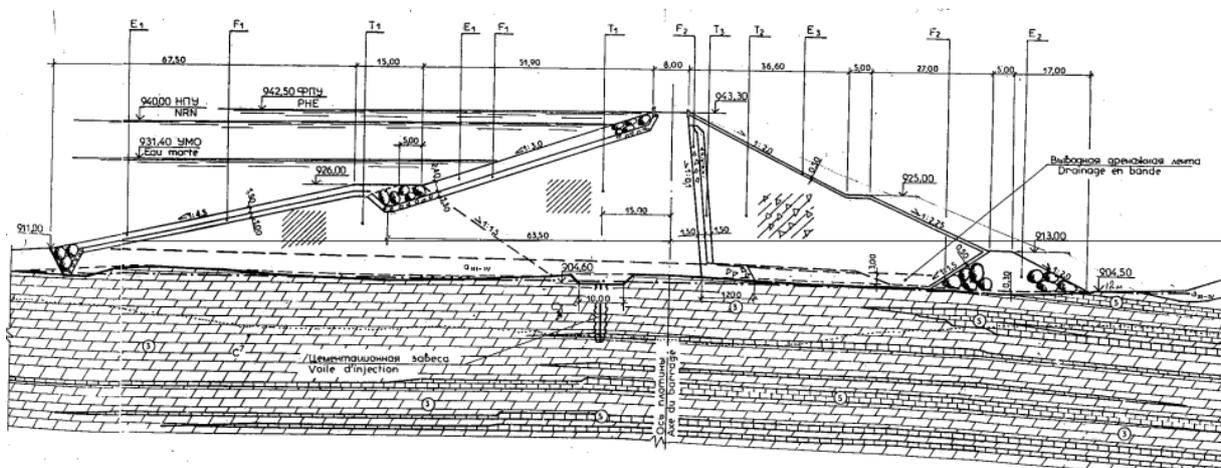
Figure I.4 : Carte de zonage sismique du territoire algérien, (RPA, 2014)

#### 1.4 Caractéristiques de la digue du barrage de Babar.

##### 1.4.1 La Digue.

La digue est constituée d'un corps en limons argileux et d'une recharge aval en marnes. Les pentes des talus sont 2H/1V et 2,25H/1V à l'aval, 3H/1V et 4,5H/1V à l'amont. Deux risbermes sont aménagées en aval, à la cote 925 et à la cote 913, de plus une risberme est aménagée en amont, à la cote 926.

La hauteur maximale de la digue est de 37 m, la longueur en crête est de 673 m et la largeur en crête est de 8 m. La figure suivante illustre la coupe type de la digue.



**Figure I.5:** Coupe type de la digue du barrage de Babar, (Agence nationale des barrages et transferts)

La digue comporte le zonage suivant :

- ✓ Un rip rap en enrochements sur le talus amont, d'une épaisseur de 2,40 m en partie haute jusqu'à la risberme et d'une épaisseur de 1,50 m en dessous.
- ✓ Un filtre de 1,30 m d'épaisseur en partie haute (jusqu'à la risberme) et 1.0 m d'épaisseur en dessous.
- ✓ La recharge amont est en limon argileux.
- ✓ Un filtre vertical d'une épaisseur de 3,00 m séparant le massif argileux de la recharge aval.
- ✓ La recharge aval, constituée de marnes mélangées de calcaires et additionnée de 25% de limons.
- ✓ Des bandes drainantes horizontales reliant le filtre vertical au prisme de butée.
- ✓ Un prisme de butée et de drainage aval en enrochements.
- ✓ Une protection du talus aval constituée d'une couche en enrochements de 50 cm d'épaisseur.

L'illustration suivante représente une vue générale de la digue



**Figure I.6 :** Vue générale de la digue du bief aval.

#### 1.4.2 Fondation de la digue.

La fondation de la digue est constituée de bancs de marnes et de calcaires. Les bancs sont caractérisés par une direction à peu près parallèle à la crête de la digue

Et un pendage aval relativement faible ( $10^{\circ}$  à  $20^{\circ}$ ).

En partie centrale de la digue, on retrouve une coupe géologique le long de la tranchée parafouille qui nous fournit les informations suivantes :

- ✓ Sur la moitié supérieure de la digue ; le haut de la rive gauche comporte des bancs de marnes d'épaisseurs métriques alternant marnes et calcaires.
- ✓ En haut de la rive droite on rencontre d'avantage de bancs de calcaires.
- ✓ Le reste de la fondation est constitué essentiellement de marnes, d'entrecoupées de bancs calcaires ou calcaro-marneux de faibles épaisseurs.

L'étanchéité de la digue est assurée par un voile d'injection réalisé à partir de la tranchée parafouille et prolongé au large de chaque côté de la digue.

## **1.5 Ouvrages annexes ; évacuateur de crue, prise d'eau et ouvrage de vidange.**

### 1.5.1 Evacuateur de crues.

L'évacuateur de crues est situé dans un talweg naturel en rive gauche du barrage.

Il est composé d'un chenal excavé, long de 136 m, fixé par deux seuils en béton formés par une bêche d'une profondeur de 3 m pour le seuil amont et d'une profondeur de 5 m pour le seuil aval.

Le chenal entre les deux seuils est non revêtu. La partie inférieure des talus est protégée par des gabions.

Les seuils et le chenal sont arasés à la cote 940, représentant la cote de la retenue normale, la largeur déversante des seuils est de 160 m.

Les figures suivantes représentent la configuration générale de l'évacuateur de crues et son profil en long.

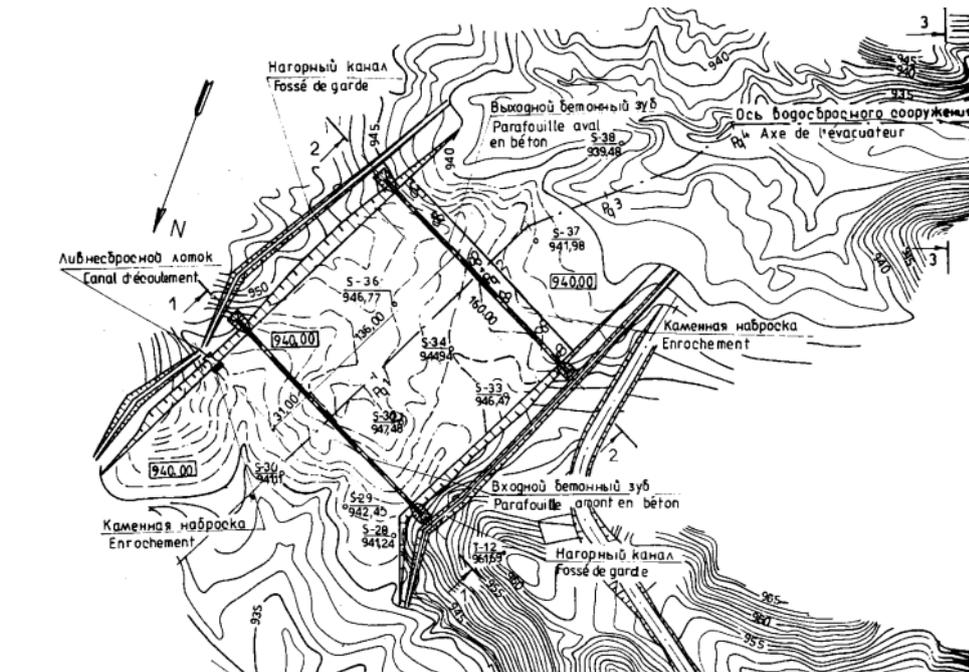


Figure I.7: Configuration générale de l'évacuateur de crues 1/10000 (ANBT, 2006).

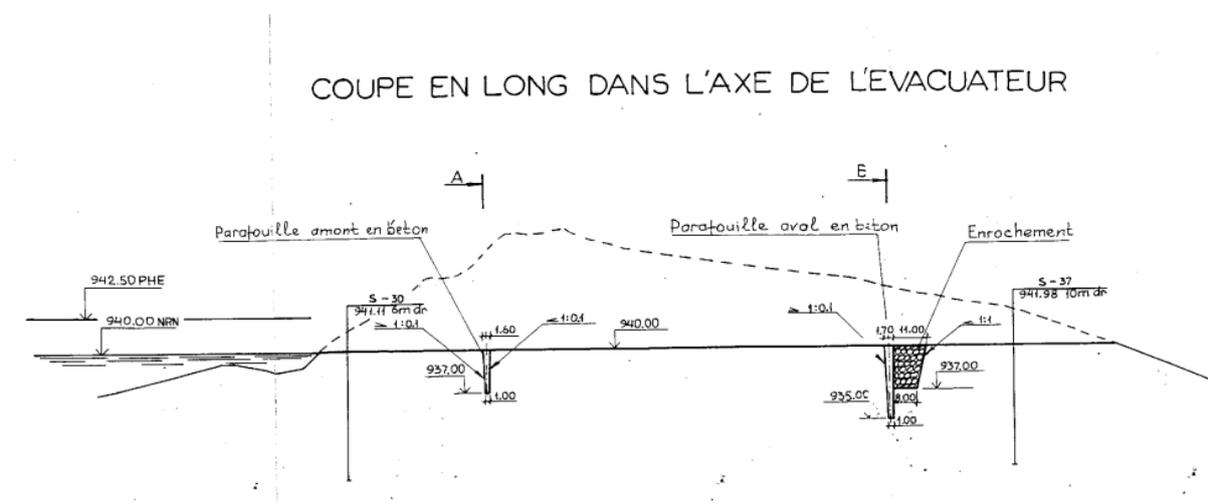


Figure I.8: Esquisse du Profil en long de l'évacuateur de crues.

L'illustration suivante représente le mur para fouille aval et sa protection en enrochements, ainsi qu'une partie du chenal d'amenée.



**Figure I.9:** Vue de gauche de l'évacuateur de Crues du barrage de Babar.

### 1.5.2 La prise d'eau et la vidange.

Les organes de prise et de vidange sont localisés dans une tour implantée au droit de la tête amont de la galerie de dérivation provisoire. Cette tour est accessible par la galerie réutilisée pour la vidange de fond.

Les principaux éléments constituant la prise d'eau ainsi que la vidange de fond sont :

- ✓ Un canal d'amenée, de 140 m de longueur et de 6 m de largeur.
- ✓ tour de prise d'eau.
- ✓ galerie de vidange.
- ✓ sortie comprenant le bassin de dissipation et le local de service.
- ✓ canal de restitution à l'oued.

La prise d'eau comprend trois pertuis étagés. Le débit total de prise atteint  $1,0m^3/s$ . Les organes hydromécaniques se composent d'une grille, d'un batardeau et d'une vanne papillon par pertuis. Le débit de la prise d'eau passe par une conduite dans la partie supérieure de la galerie de dérivation. A la sortie de la galerie, une autre vanne papillon et un robinet vanne sont installés sur la conduite.

La vidange de fond a une capacité de  $59,2m^3/s$ . Les organes hydromécaniques se composent d'un batardeau, d'une vanne plate de garde et d'une vanne plate de réglage. A l'aval de la vanne de réglage, l'écoulement se fait à l'air libre dans la partie inférieure de la galerie de dérivation provisoire.

## **CONCLUSION**

Après la synthèse et l'examen des données collectées à partir de l'enquête sur site et des documents établis par la société *Ukruiprovodkhoz* chargé de réalisation du barrage ainsi que le bureau d'étude Français ISL ( Ingénierie de Saint jean de Luz) qui a effectué l'étude du diagnostic et du confortement du barrage de Babar pour le maître de l'ouvrage l'ANBT, on peut en déduire que le barrage nécessite en effet une étude pour permettre une réhabilitation de l'exploitation de l'aménagement sur la base de travaux de confortement.

Dans le chapitre qui suit nous allons nous approfondir d'avantage le diagnostic des éléments de la digue et ouvrages annexes en analysant sur la base d'une auscultation l'inventaire des incidents encourus dans le barrage.

Par ailleurs, une révision des données et normes de calculs de l'étude du projet sont à calculer et à réviser.

## Chapitre II

### Inventaire des désordres et incidents survenus au barrage

#### Introduction :

Dans toute étude de confortement il est primordial d'établir au préalable l'inventaire des déconvenues et désordres survenus au barrage. En sachant que c'est à partir de ce constat qu'il est possible, par la suite d'évaluer les dégâts occasionnés, analyser les causes afin d'aboutir aux scénarios possibles de réhabilitation ou de confortement.

#### II-1 Décomposition fonctionnelle de l'ouvrage.

Il est clair que la décomposition fonctionnelle doit être schématisée par un organigramme établi à la suite d'une description plus ou moins globale de l'aménagement afin d'appréhender les principaux modes de défaillances susceptibles de mettre en danger ce dernier.

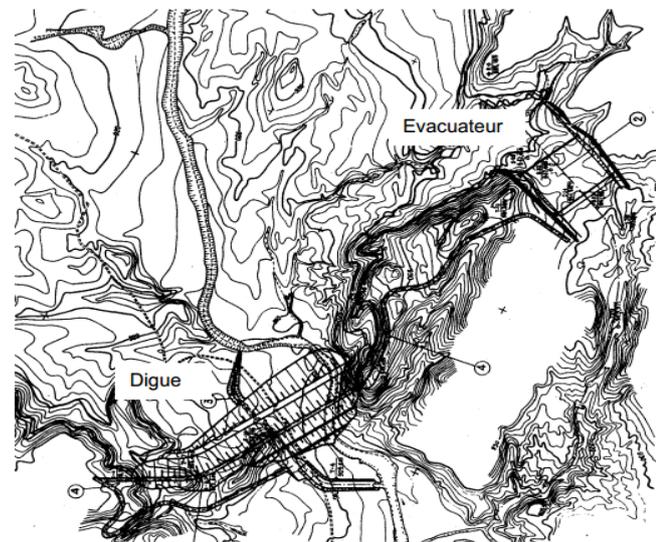
Le barrage de Babar est composé des éléments principaux suivants :

- ✓ Une digue de 39 m de hauteur sur le talweg et de 700 m de longueur en crête,
- ✓ Un évacuateur principal à seuil libre, de longueur utile égale à 160 m établi dans un talweg naturel en rive gauche du barrage,
- ✓ Une tour de prise d'eau et de vidange.

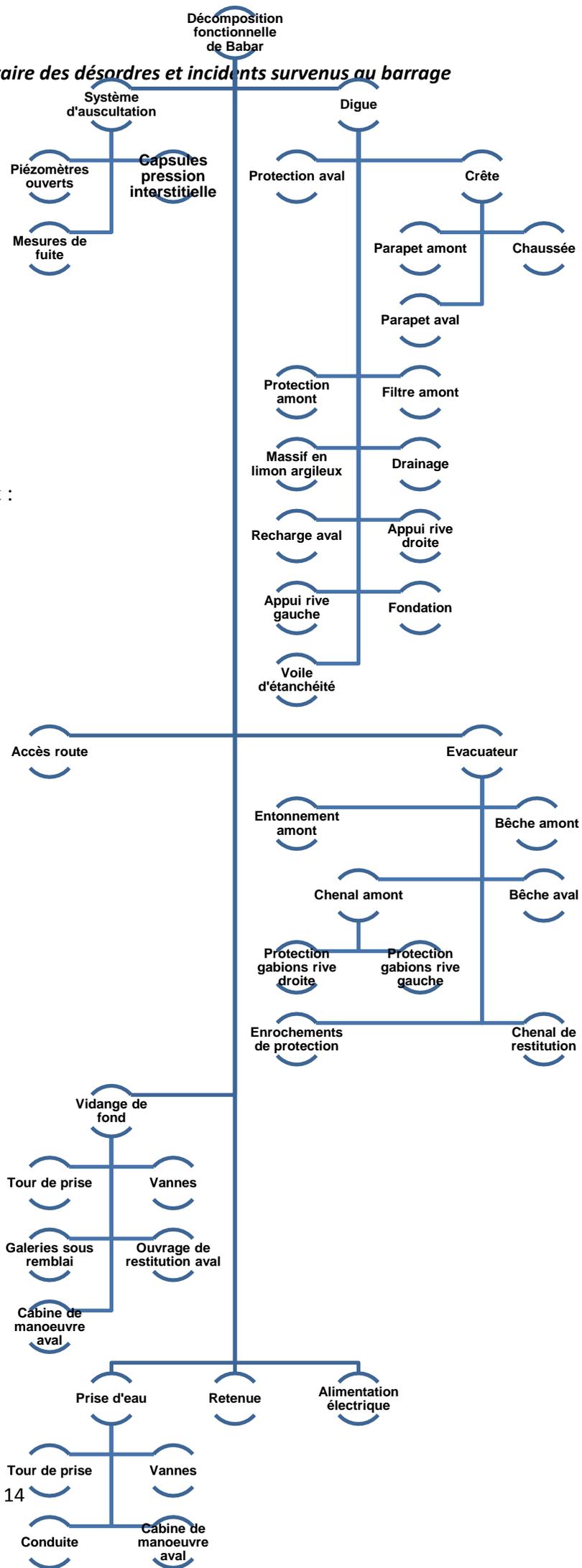
La retenue initiale avait une capacité de  $41,33 \text{ Mm}^3$  à la cote de retenue et une capacité utile de  $24,83 \text{ Mm}^3$ . En sachant que l'ouvrage est destiné à l'irrigation.

Il est à noter que la cote de retenue normale est fixée à 940,00 m, la cote des plus hautes eaux est de 942,50 m et la cote de crête de la digue est de 943,30 m. La figure II.1 représente une vue en plan générale de l'aménagement.

Figure II. 1 : Vue en plan générale de l'aménagement.



Inventaire des désordres et incidents survenus au barrage



Voici la décomposition fonctionnelle de l'aménagement :

Figure II.2 : Décomposition fonctionnelle de l'ouvrage

Les éléments susceptibles de présenter des anomalies sont indiqués ci-dessous :

- Le parapet amont (en crête).
- Le parapet aval (en crête).
- La protection amont (en digue).
- Le massif en limon argileux (en digue).
- Le drainage (en digue).
- La recharge aval (en digue).
- La fondation (en digue).
- Le voile d'étanchéité (en digue).
- L'entonnement amont (l'évacuateur de crue).
- Le chenal amont (l'évacuateur de crue).
- Le chenal de restitution (l'évacuateur de crue).

## II-2 Historique et incidents.

### II.2.1 Construction de l'aménagement.

Le barrage de Babar est un ouvrage récent puisque le projet a été établi en 1987 par la société Ukrguiprovodkhoz tandis que la réalisation a été faite par l'entreprise Cosider. La mise en eau du barrage a débuté en 1995.

### II.2.2 Période de réalisation des travaux de l'aménagement.

Ne disposant pas de documents relatant les faits d'incidents qui auraient pu survenir lors de la réalisation, nous allons directement passer aux incidents qui se seraient produits pendant l'exploitation du barrage.

### II.2.3 Principaux incidents et faits marquants.

Depuis sa mise en service, le barrage de Babar a connu des problèmes de fuites et de résurgences en pied aval, ainsi que l'occurrence d'une crue importante. Il s'est avéré qu'en 1997, à la suite de la mise en eau partielle de la digue (jusqu'à la cote 930 m environ), des résurgences et des zones humides en pied aval du barrage ont été détectées.

En mars 2002, après le passage d'une crue, d'autres zones humides en pied aval du barrage ont été découvertes. De plus, des fissures amont aval en rive droite et une fissure longitudinale en crête ont été observées, ces indices sont facilement repérables par une inspection visuelle et il est primordial que tout maître d'ouvrage se doit d'en être vigilant.

Le 16 août 2002 fût une date charnière dans l'historique des incidents occasionnés puisque l'ouvrage a subi une importante crue. D'après les informations recueillies, le plan aurait atteint la cote 942,70 m soit 20 cm au-dessus des PHE de projet. Cette crue est analysée dans le cadre de l'étude hydrologique et discutée plus loin au chapitre concernant les données naturelles.

### II.3 Etat général de la digue.

L'état général extérieur de la digue peut être qualifié de médiocre. L'état de surface des parements amont et aval est irrégulier. Les enrochements en rip-rap amont semblent être de dimensions inférieures à celles prévues dans les spécifications de projet, tout du moins dans la partie supérieure hors d'eau visible, constatée lors de la visite d'inspection.

La fissuration au niveau de la crête ou des talus est le plus souvent liée à l'alternance des cycles humidité-sécheresse qui ont tendance à favoriser sur les sols argileux constituant notre barrage des phénomènes de gonflement-retrait bien connus de tous. Ces phénomènes sont théoriquement réversibles, mais ils fragilisent le barrage et peuvent devenir un processus de vieillissement à part entière quand ils sont suffisamment présents.

#### II.3.1 Fuites et zones humides au pied aval.

De nombreuses zones humides sont visibles au pied aval de la digue. La photo ci-après montre une de ces zones où une végétation importante s'est développée, située en rive gauche de la galerie de vidange. Cette zone correspond approximativement à l'ancien lit de l'oued.

On peut également noter la présence de dépôts blanchâtres, provoquée par l'évaporation des eaux de fuites fortement minéralisées dans cette zone.

Il est à noter que dès lors qu'un barrage se couvre anormalement de végétaux, il y a d'abord une atteinte directe à l'intégrité de l'ouvrage par les systèmes racinaires qui vont contribuer à :

- ✓ Ameublir une frange superficielle du remblai qui va perdre ses caractéristiques mécaniques ;
- ✓ Désorganiser les enrochements du riprap ;
- ✓ Colmater éventuellement les exutoires du drain ;
- ✓ Perturber les dispositifs de contrôle du barrage (puits, piézomètres, plots topographiques) ;
- ✓ Entraîner des circulations préférentielles à l'intérieur du massif ou de la fondation après pourrissement des racines ;
- ✓ Interrompre une étanchéité superficielle.

Sans oublier le fait qu'à proximité des ouvrages en béton, les racines des arbustes peuvent :

- ✓ Favoriser le soulèvement du radier ;

- ✓ Accentuer l'ouverture des joints ;
- ✓ Faire basculer les bajoyers ;
- ✓ Désorganiser les revêtements en enrochements liés au béton. ( Daniel Lautrin, 2004)



**Figure II.3 :** Zone humide et végétation au pied de la digue.

#### II.3.2 Tassements et déformations du remblai.

Des signes de tassements et de déformations sont visibles en crête du barrage.

C'est ainsi que de nombreuses têtes de piézomètres situées en crête restent perchées au-dessus du remblai et n'ont pas suivi le tassement de celui-ci (ce qui montre l'absence de manchons télescopiques qui doivent normalement équiper le tubage de tels piézomètres).

La photo suivante montre un de ces piézomètres.



**Figure II.4 :** Indications de mouvement et de tassement en crête en amont du barrage

La crête est également marquée par la présence d'une fissure longitudinale pratiquement continue côté amont. Cette fissure a été rebouchée, mais a rejoué localement. Le

parapet en béton est également le siège de mouvements, visibles au droit de certains joints de construction.



**Figure II. 5** : Indication des fissures en crête de digue.

### II.3.3 Amorces de glissement en rive droite.

L'appui rive droite de la digue, à proximité immédiate de l'accostage de celle-ci, est marquée par la présence de fissures transversales régnant dans la chaussée et se prolongeant vers l'amont. La photo ci-contre illustre la fissure traversant la chaussée.



**Figure II.6** : Fissure rive droite traversant la chaussée.

Cette fissure peut être interprétée comme étant le signe de l'amorce d'un glissement du haut de la rive droite vers la retenue.

### II.4 Disfonctionnement de l'évacuateur de crue.

Les principales observations concernant l'évacuateur de crue concernent les affouillements et érosions provoqués par la crue d'août 2002 dans le talweg naturel servant d'exutoire à

l'évacuateur proprement dit. Les écoulements ont érodé les affleurements marneux, laissant en évidence les zones calcaires plus résistantes.

Ce processus de vieillissement concerne les ouvrages composites et les évacuateurs rustiques généralement qui sont situés en rive.



**Figure II.7** : Erosions dans le chenal aval de l'évacuateur.

On note également, localement une amorce de glissement du versant rive gauche de ce talweg, menaçant la route d'accès au barrage passant dans cette zone.

#### II.5 Disfonctionnement de la tour de prise.

La tour de prise et la galerie de vidange et de prise d'eau, ainsi que les organes hydromécaniques, sont dans un bon état général.

#### **Conclusion**

En somme, les anomalies du barrage qui sont observées en surface peuvent prendre des formes et des intensités très variables. La majorité des désordres sont en relation directe avec la présence de fissurations qui traduisent des problèmes pathologiques en liaison avec des tassements différentiels du remblai ou des phénomènes de gonflement des terres.

En effet, les désordres qui ne mettent pas en péril la stabilité de l'ouvrage tels que les fissures et les ravines sont assez tolérables en raison d'absence de prélude d'érosion régressive ou de renard hydraulique.

A la lumière des discussions et des visites d'inspection sur le site, on peut attribuer ces défauts constatés sur l'ouvrage essentiellement aux carences au niveau de l'étude du projet en partie, aux imperfections des travaux d'exécution et aussi aggravées par l'absence d'entretien de l'ouvrage en exploitation.

## Chapitre III

### Analyse et interprétation des mesures d'auscultation

#### Introduction

La présente étude a pour objectif d'analyser les mesures d'auscultation du barrage de Babar, transmises par le service d'exploitation du barrage.

Les mesures sont analysées principalement dans le but d'en extraire des enseignements dans le cadre de notre étude de confortement et d'en conclure les scénarios de réhabilitation.

#### **III.1 Données disponibles**

Les données transmises et analysées ci-après concernent :

- ✓ le niveau du plan d'eau ;
- ✓ les relevés de mesure des 44 piézomètres ouverts dans la digue et la fondation ;
- ✓ les mesures des 18 cellules de pression interstitielle dans la digue ;
- ✓ les mesures de fuites des eaux de résurgences au niveau de 3 points situés à l'aval de la digue.

#### **III.2 Dispositif initial**

Le dispositif d'auscultation prévu au barrage de Babar est représenté sur le plan reproduit ci-après.

Ce dispositif comporte les appareils suivants :

- ✓ 6 bornes géodésiques, destinées aux visées topographiques ;
- ✓ 42 repères de déplacement, situés en crête du barrage, en parement amont et en parement aval ;
- ✓ 3 tassomètres verticaux (appelés repères profonds), implantés en crête dans la partie imperméable de la digue ;
- ✓ 44 piézomètres ouverts ;
- ✓ 18 cellules de pression interstitielle de la digue ;
- ✓ 32 repères de déplacement sur les ouvrages en béton (tour et galerie sous remblai).

#### **III.3 Dispositif opérationnel**

Actuellement, seules les mesures piézométriques sont complétées par des mesures de fuites en trois points situés au pied aval de la digue. Les piézomètres ouverts sont implantés suivant 12 profils (profils notés I à XII sur le plan).

Les cellules de pression interstitielle sont implantées suivant deux profils (profils V et VI). Plusieurs types de piézomètres sont distingués :

- ✓ Le type « piézomètre principal » : il s'agit de piézomètres situés dans le corps de la digue ;
- ✓ Le type « piézomètre de profondeur » : il s'agit de piézomètres situés dans la fondation ;
- ✓ Le type « piézomètre ponctuel » : il s'agit de piézomètres peu profonds situés au pied aval de la digue dans la fondation.

La figure suivante représente un profil type ausculté représentatif.

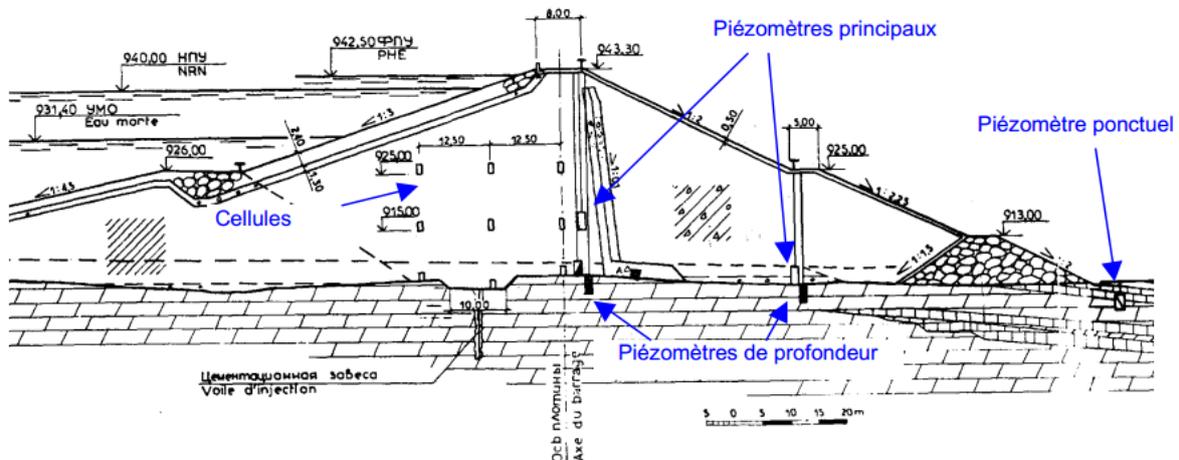


Figure III.1 Profil type ausculté, 1/2000 (ANBT, 2006)

### III.4 Analyse des mesures piézométriques

#### III.4.1 Gestion de la retenue

La figure donnant la variation du niveau de la retenue de 1996 à 1994 (Cf. annexe III.1). La mise en eau du barrage de Babar a commencé en 1995.

En 2001 la retenue a atteint la cote de la retenue normale pour la première fois. Dès lors, le niveau de la retenue est resté proche de cette cote.

#### III.4.2 Caractéristiques des piézomètres

Le tableau suivant donne les caractéristiques des piézomètres et des cellules de mesures de pression interstitielle instantanées.

Tableau N° III.1 Caractéristiques des piézomètres, (ANBT, 2006)

Profil	Appareil	Cote d'implantation (NGA)	Type de l'appareil	Observations
	Piézomètre 1	903.47	Piézomètre de profondeur	
Profil I Pq 0+30	Piézomètre 2	903.47	Piézomètre de profondeur	
	Piézomètre 3	900	Piézomètre ponctuel	Très peu de données
Profil II Pq 0+70	Piézomètre 4	915	Piézomètre principal	Pas de mesures depuis mai 1998
	Piézomètre 5	903.47	Piézomètre de profondeur	
	Piézomètre 6	901.93	Piézomètre de profondeur	Très peu de données
Profil III Pq 1+20	Piézomètre 7	915	Piézomètre principal	
	Piézomètre 8	903.47	Piézomètre de profondeur	
	Piézomètre 9	905.77	Piézomètre principal	
	Piézomètre 10	901.93	Piézomètre de profondeur	
	Piézomètre 11	900	Piézomètre ponctuel	
	Piézomètre 12	900	Piézomètre ponctuel	
Profil IV Pq 1+60	Piézomètre 13	915	Piézomètre principal	
	Piézomètre 14	903.47	Piézomètre de profondeur	
	Piézomètre 15	905.77	Piézomètre principal	Peu de données
	Piézomètre 16	901.93	Piézomètre de profondeur	
	Piézomètre 17	900	Piézomètre ponctuel	Pas de données
Profil V Pq 2+00	Piézomètre 18	915	Piézomètre principal	
	Piézomètre 19	903.47	Piézomètre de profondeur	
	Piézomètre 20	905.77	Piézomètre principal	
	Piézomètre 21	901.93	Piézomètre de profondeur	
	Piézomètre 22	900	Piézomètre ponctuel	Pas de données
	Piézomètre 23	900	Piézomètre ponctuel	
	Pressiomètre 1	910	Cellule de pression	
	Pressiomètre 2	910	Cellule de pression	
	Pressiomètre 3	910	Cellule de pression	
	Pressiomètre 7	917,5	Cellule de pression	
	Pressiomètre 8	917,5	Cellule de pression	
	Pressiomètre 9	917,5	Cellule de pression	
	Pressiomètre 13	925	Cellule de pression	Incohérentes
	Pressiomètre 14	925	Cellule de pression	Incohérentes
	Pressiomètre 15	925	Cellule de pression	Très pauvres

Profil VI Pq 2+80	Piézomètre 24	915	Piézomètre principal	
	Piézomètre 25	903.47	Piézomètre de profondeur	
	Piézomètre 26	905.77	Piézomètre principal	
	Piézomètre 27	901.93	Piézomètre de profondeur	
	Piézomètre 28	900	Piézomètre ponctuel	
	Pressiomètre 4	910	Cellule de pression	
	Pressiomètre 5	910	Cellule de pression	
	Pressiomètre 6	910	Cellule de pression	
	Pressiomètre 10	917,5	Cellule de pression	
	Pressiomètre 11	917,5	Cellule de pression	Incohérentes
	Pressiomètre 12	917,5	Cellule de pression	
	Pressiomètre 16	925	Cellule de pression	Incohérentes
	Pressiomètre 17	925	Cellule de pression	Pas de mesures
	Pressiomètre 18	925	Cellule de pression	
Profil VII Pq 3+40	Piézomètre 29	915	Piézomètre principal	
	Piézomètre 30	903.47	Piézomètre de profondeur	
	Piézomètre 31	905.77	Piézomètre principal	Pas de valeur
	Piézomètre 32	901.93	Piézomètre de profondeur	
	Piézomètre 33	900	Piézomètre ponctuel	
Profil VIII Pq 4+00	Le profil VIII n'est pas équipé de piézomètres			
Profil IX Pq 4+00	Piézomètre 34	915	Piézomètre principal	
	Piézomètre 35	903.47	Piézomètre de profondeur	
	Piézomètre 36	901.93	Piézomètre de profondeur	
	Piézomètre 37	900	Piézomètre ponctuel	
Profil X Pq 5+80	Piézomètre 38	900	Piézomètre ponctuel	
Profil XI Pq 6+20	Piézomètre 39	915	Piézomètre principal	
	Piézomètre 40	903.47	Piézomètre de profondeur	
	Piézomètre 41	900	Piézomètre ponctuel	
Profil XII Pq 6+70	Piézomètre 42	901.93	Piézomètre de profondeur	Très pauvre
	Piézomètre 43	901.93	Piézomètre de profondeur	
	Piézomètre 44	901.93	Piézomètre de profondeur	

Les cotes de pose exactes des piézomètres ne sont pas connues. Les cotes de pose ont été estimées en considérant le profil type d'implantation des appareils d'auscultation et le niveau de fondation de chaque coupe.

D'une façon générale les mesures sont très irrégulières et la fréquence théorique de mesures bihebdomadaires n'est pas maintenue. Plus particulièrement, les observations suivantes ont été faites concernant la régularité et la cohérence des mesures :

- ✓ On ne dispose pas de mesures pour l'ensemble des appareils d'auscultation pour la période d'octobre 1999 à mai 2001, ni pour la période de mai 2003 à Juillet 2004.
- ✓ Pour un certain nombre de piézomètres on ne dispose pas de mesures (piézomètres 17,22 et 31), ou de très peu de mesures (piézomètres 3,15 et 42).

- ✓ On note un certain nombre de mesures incohérentes, particulièrement au niveau des cellules de pression interstitielles.

#### III.4.3 Analyse des résultats

L'analyse des mesures d'auscultation sont données ci-dessous :

##### a)-Profil I

Le profil I, situé à l'extrémité rive gauche du barrage, est équipé de 2 piézomètres.

Le piézomètre 2, piézomètre de profondeur implanté au droit de la crête du barrage, affiche une piézométrie très élevée, environ 2m en dessous du niveau de la retenue. Il suit exactement les variations de la cote de la retenue.

Le piézomètre 3, est un piézomètre ponctuel implanté en aval du barrage. On ne dispose que de très peu de mesures (06/96 jusqu'à 07/97 et fin d'année 2004), qui indiquent un niveau de la piézométrie bas et constant entre 917 et 918 NGA.

##### b)- Profil II

Le profil II, situé dans la partie rive gauche du barrage, est équipé de 3 piézomètres.

Le piézomètre 4, est un piézomètre principal implanté au droit de la crête du barrage. On ne dispose de mesures que jusqu'en mai 1998. Les mesures indiquent un niveau de la piézométrie constant et relativement bas, à environ 929 NGA.

Le piézomètre 5, est un piézomètre de profondeur implanté au droit de la crête du barrage. Sa piézométrie suit les variations du niveau de la retenue. Fin 2002, on note une chute de la piézométrie d'environ 5 m, qui s'est maintenue depuis cette date.

Le piézomètre 6, est un piézomètre de profondeur situé en aval du barrage. On ne dispose que de très peu de mesures, qui indiquent un niveau piézométrique bas et relativement constant à environ 927 NGA.

Au niveau du profil II la piézométrie dans la fondation est beaucoup plus influencée par les variations de la retenue que la piézométrie dans le corps du barrage.

##### c)- Profil III

Le profil III est équipé de 4 piézomètres.

Le piézomètre 7, piézomètre principal implanté au droit de la crête du barrage, affiche une piézométrie constante entre 921,3 et 923,6 NGA, et il n'est pas influencé par les variations de la cote de la retenue. Lors de la crue du 17/08/2002 son niveau est monté ponctuellement de 4 m environ.

Le piézomètre 8, piézomètre de profondeur implanté au droit de la crête du barrage, montre un niveau piézométrique constant autour de 916 NGA.

Le piézomètre 9, piézomètre principal implanté au droit de la risberme aval du barrage, montre un niveau piézométrique constant entre 915 et 916 NGA, nettement inférieur au niveau piézométrique dans la partie amont de la digue.

Le piézomètre 10, piézomètre de profondeur implanté au droit de la risberme aval du barrage montre un niveau piézométrique constant de 911 NGA.

Les piézomètres 11 et 12, piézomètres ponctuels implantés en aval du barrage montrent des niveaux piézométriques constants de 910 et 904 NGA respectivement. On ne dispose plus de mesures du piézomètre 12 depuis septembre 1999.

Tous les piézomètres indiquent des niveaux piézométriques constants, non influencés par les variations du niveau de la retenue.

d)- Profil IV

Le profil IV est situé à proximité du talweg, il est équipé de 4 piézomètres.

Le piézomètre 13, piézomètre principal implanté au droit de la crête du barrage montre un niveau piézométrique bas et constant à la cote 915 environ.

Le piézomètre 14, piézomètre de profondeur implanté au droit de la crête du barrage suit les variations du niveau de la retenue et affiche une piézométrie très élevée, environ 3 m en dessous du niveau de la retenue.

Le piézomètre 15, est un piézomètre principal implanté au droit de la risberme aval du barrage. On ne dispose que de très peu de mesures, qui indiquent un niveau piézométrique bas et constant à la cote 907 NGA environ, donc nettement inférieur au niveau dans la partie amont de la digue.

Le piézomètre 16, piézomètre de profondeur implanté en aval du barrage, montre un niveau piézométrique constant et bas entre 908 et 909 NGA.

On ne dispose pas de mesure du piézomètre 17, piézomètre ponctuel implanté en aval du barrage. La tête de ce piézomètre est corrodée. D'après les informations transmises, il était artésien.

Au niveau du profil IV on note une piézométrie très élevée dans la fondation au niveau de la crête du barrage. La piézométrie est beaucoup plus élevée que la piézométrie dans le corps du barrage et elle est influencée par les variations de niveau de la retenue.

En aval du barrage, la piézométrie est au niveau du terrain naturel, voire légèrement supérieur (piézomètre 17 artésien), pouvant conduire à des résurgences.

e)- Profil V

Le profil V est situé au niveau du talweg, il est équipé de 6 piézomètres ouverts et de 6 cellules de pression interstitielle dans la partie amont de la digue.

Le piézomètre 18, piézomètre de profondeur implanté au droit de la crête du barrage montre un niveau piézométrique bas et constant entre la cote 916 et 917.

Le piézomètre 19, piézomètre de profondeur implanté au droit de la crête du barrage suit les variations du niveau de la retenue et affiche une piézométrie environ 12 m en dessous du niveau de la retenue.

Le piézomètre 20, piézomètre principal implanté au droit de la risberme aval du barrage, montre un niveau piézométrique bas et constant à la cote 906 environ, donc nettement inférieur au niveau dans la partie amont de la digue

Le piézomètre 21, piézomètre de profondeur implanté au droit de la risberme aval du barrage, est influencé par les variations du niveau de la retenue, et montre actuellement un niveau piézométrique environ 20 m en dessous du niveau de la retenue.

On ne dispose que de très peu de mesures du piézomètre 23, piézomètre ponctuel implanté en aval du barrage. Les mesures disponibles montrent une piézométrie basse et constante, environ située à la cote 906.

En ce qui concerne les mesures de pression interstitielle dans la recharge amont, celles-ci sont d'une façon générale irrégulières, avec des variations de valeurs difficilement explicables. Ces mesures ne se prêtent pas à une interprétation fiable.

f)- Profil VI

Le profil VI est également situé au niveau du talweg. Il est équipé de 5 piézomètres ouverts, et de 6 cellules de pression interstitielle dans la partie amont de la digue.

Le piézomètre 24, piézomètre principal implanté au droit de la crête du barrage montre un niveau piézométrique bas et constant à la cote 917 environ. On note quelques mesures élevées fin 2001.

Le piézomètre 25, piézomètre de profondeur implanté au droit de la crête du barrage, montre également une piézométrie basse et constante aux alentours de la cote 914. On note quelques mesures élevées fin 2001.

Le piézomètre 26, piézomètre principal implanté au droit de la risberme aval du barrage, montre un niveau piézométrique bas et constant à la cote 905 environ, donc nettement inférieur au niveau dans la partie amont de la digue.

Le piézomètre 27, piézomètre de profondeur implanté au droit de la risberme aval du barrage, montre un niveau piézométrique constant entre les cotes 907 et 908.

Le piézomètre 28, piézomètre ponctuel implanté en aval du barrage, montre une piézométrie peu influencée par la cote de la retenue. Il montre une piézométrie à peu près constante, aux alentours de la cote 906.

En ce qui concerne les mesures de pression interstitielle, les mêmes remarques que pour le profil V peuvent être faites.

g)- Profil VII

Le profil VII est équipé de 5 piézomètres.

Le piézomètre 29, piézomètre principal implanté au droit de la crête du barrage montre un niveau piézométrique constant à la cote 927,5 environ.

Le piézomètre 30, piézomètre de profondeur implanté au droit de la crête du barrage montre un niveau piézométrique relativement constant et bas, à la cote 908. On note quelques mesures piézométriques beaucoup plus élevées en novembre 2001, et fin 1998. Ces mesures ne correspondent pas à une hausse du niveau de la retenue, et paraissent douteuses.

On ne dispose pas de mesures du piézomètre 31, piézomètre principal implanté au droit de la risberme aval du barrage.

Le piézomètre 32, piézomètre de profondeur implanté au droit de la risberme aval du barrage, montre un niveau piézométrique constant et bas entre 908 et 909 NGA.

Le piézomètre 33, piézomètre ponctuel implanté en pied aval du barrage, montre une piézométrie peu influencée par les variations du niveau de la retenue. On note une montée graduelle du niveau piézométrique de 908 NGA en 1995, à 911 NGA environ à partir de 1999. Depuis 1999, la piézométrie est constante.

Dans l'ensemble, la piézométrie du profil VII est relativement constante, et peu influencée par les variations du niveau de la retenue.

h)- Profil IX

Le profil IX, situé dans la partie rive droite de l'ouvrage est équipé de 4 piézomètres.

Le piézomètre 34, piézomètre principal implanté au droit de la crête du barrage montre un niveau piézométrique peu influencé par les variations du niveau de la retenue. Depuis 1996 le niveau piézométrique est monté de 925 NGA à 926 NGA actuellement.

Le piézomètre 35, piézomètre de profondeur implanté au droit de la crête du barrage montre un niveau piézométrique très proche de celui du piézomètre 34.

Le piézomètre 36, piézomètre de profondeur implanté au droit de la risberme aval du barrage, est également peu influencé par le niveau de la retenue, sa piézométrie est montée de 923 NGA en 1996 à 925 NGA actuellement.

Le piézomètre 37, piézomètre ponctuel implanté au pied aval du barrage, est également peu influencé par le niveau de la retenue, sa piézométrie est entre 920 et 921 NGA.

Le profil IX montre une piézométrie peu influencée par les variations du niveau de la retenue.

i)- Profil X

Un seul piézomètre ponctuel (piézomètre 38) implanté en aval du barrage montre un niveau piézométrique relativement bas et influencé par les variations du niveau de la retenue. (Entre 924,5 NGA en 1996 et 926 NGA actuellement).

j)- Profil XI

Le profil XI, dans la partie rive droite du barrage, est équipé de trois piézomètres. Le piézomètre 39, piézomètre principal implanté au droit de la crête du barrage montre un niveau piézométrique très variable et difficilement explicable par les variations de la cote de la retenue. Une grande partie des mesures semble douteuse.

Le piézomètre 40, piézomètre de profondeur implanté au droit de la crête du barrage, suit les variations de la cote de la retenue. Il montre actuellement un niveau 11 m en dessous de la cote de la retenue.

Le piézomètre 41, piézomètre ponctuel implanté en pied aval du barrage, est également influencé par les variations du niveau de la retenue. Sa piézométrie est proche de celle du piézomètre 40, mais plus élevée d'un mètre environ.

k)- Profil XII rive droite

Le profil XII est situé à l'extrémité rive droite du barrage. Il est équipé de deux piézomètres (42 et 43). Un autre piézomètre est implanté en amont et en rive droite du barrage (44). On ne dispose que de très peu de mesures du piézomètre 42, piézomètre ponctuel implanté en aval du barrage. Les mesures disponibles montrent une piézométrie à la cote 926 NGA environ.

Le piézomètre 43, piézomètre de profondeur implanté au droit de la crête du barrage, est influencé par les variations de la cote de la retenue. Son niveau piézométrique est monté de la cote 927 NGA en 1996, à la cote 929 actuellement.

Le piézomètre 44, implanté en rive droite et en amont du barrage, indique exactement le niveau de la retenue.

#### III.4.4 Synthèse et conclusions

L'analyse des mesures piézométriques montre que le comportement est différent suivant qu'il s'agit de piézomètres situés dans le remblai ou de piézomètres situés dans la fondation.

III.4.5 Piézomètres situés dans le remblai en amont du drain vertical. Il s'agit des piézomètres situés en partie basse du remblai, en amont immédiat du drain vertical.

La figure représentant les niveaux dans ces piézomètres en fonction de la cote du plan d'eau est donnée en annexe III.2.

Les mesures montrent que les niveaux mesurés ne sont pas influencés par la retenue. Les niveaux sont bas et correspondent en général à la cote de la chambre de mesure, à l'exception de trois piézomètres qui indiquent des niveaux plus élevés :

- ✓ Le piézomètre P7 (profil III) ;
- ✓ Le piézomètre P29 (profil VII) ;
- ✓ Le piézomètre P34 (profil IX).

III.4.5 Piézomètres situés dans le remblai en aval du drain vertical

Il s'agit de piézomètres situés au droit de la risberme aval, dont la chambre de mesure est proche du contact avec la fondation. Les niveaux mesurés sont bas, et non influencés par la retenue.

III.4.6 Piézomètres situés dans la fondation

Les mesures dans les piézomètres de fondation, situés sous l'axe de la digue en fonction de la cote du plan d'eau est en annexe III.3.

On constate qu'un certain nombre de piézomètres réagissent avec le plan d'eau (P14, P19, P36) alors qu'ils sont situés en aval de la parafouille et du voile d'injection. Ceci nous indique que le voile d'injection ne joue pas convenablement son rôle d'écran d'étanchéité dans la fondation.

III.4.7 Cellules de pression interstitielle

Ces cellules, qui équipent deux profils (V et VI) sont destinées à mesurer les pressions interstitielles dans la partie amont étanche de la digue.

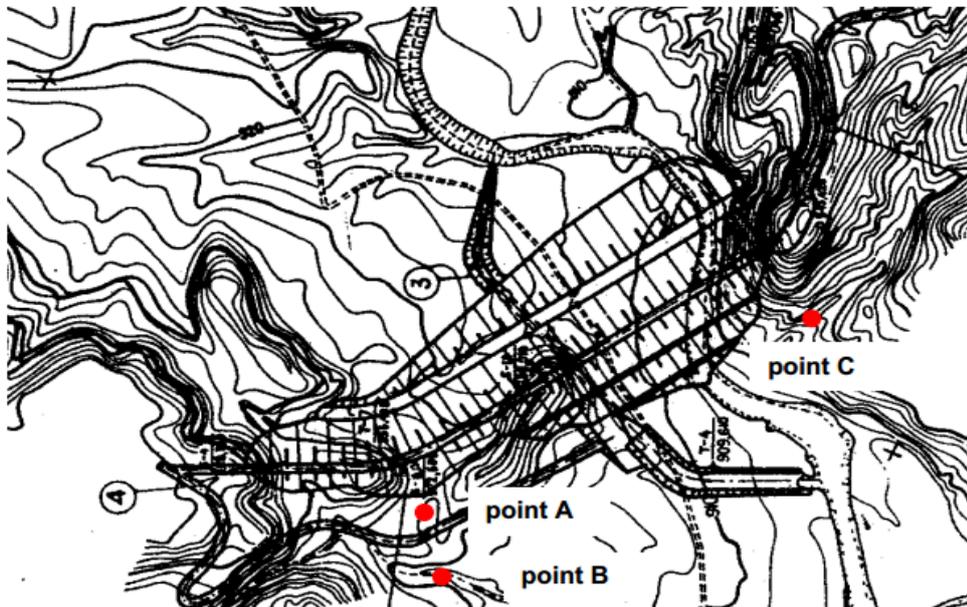
Les mesures paraissent assez erratiques et sont difficilement interprétables. On ne constate pas d'influence de la cote de retenue sur les pressions interstitielles. Celles-ci sont en général modérées, sauf pour quelques mesures des deux premières années d'exploitation, qui montrent des niveaux supérieurs à la cote de crête de la digue.

#### III.4.8 Analyses des mesures de fuites

Les fuites constatées en aval de la digue sont mesurées en trois points distincts :

- ✓ Point A, situé en pied de rive droite ;
- ✓ Point B, situé également en pied de rive droite ;
- ✓ Point C situé en pied de rive gauche.

L'implantation approximative des points de mesures est représentée sur la figure ci-après.



**Figure III.2** Localisation des points de mesures de fuites

Le point A, concerne la mesure des fuites en provenance de la partie rive droite de la digue. Notons que l'importante végétation qui s'est développée dans les zones de résurgence ne permet pas d'identifier la localisation de ces résurgences de manière précise.

Le point B, mesure l'ensemble des fuites de la rive droite, c'est-à-dire les fuites du point A et les fuites en provenance du talweg rive droite. Le point C, mesure les fuites de la rive gauche.

Les mesures sont réalisées au seau et la précision des mesures est insuffisante pour procéder à une analyse de l'évolution éventuelle de ces fuites. On peut tout au plus donner l'ordre de grandeur de ces fuites : 12 l/s en rive droite d'après les feuilles d'auscultation et environ 1 l/s en rive gauche.

La précision des mesures doit être impérativement améliorée. Cette amélioration requiert le captage et l'identification de l'ensemble des points de résurgence, puis la mise en place de déversoirs de mesures.

### **III.5 Conclusions générales et recommandations**

Les principales conclusions qui peuvent être tirées des mesures d'auscultation, telles que présentée dans cette étude sont les suivantes :

- 1- Les mesures piézométriques dans le remblai ne montrent pas d'anomalies particulières de comportement, les niveaux mesurés dans la partie aval du remblai et à proximité du drain sont faibles, ce qui témoigne d'un fonctionnement satisfaisant du drainage interne de la digue.
- 2- Les fuites globales sont élevées et sont estimées à 12 l/s environ. Ces fuites, compte tenu des indications précédentes sur la piézométrie, proviennent essentiellement de la fondation dont le traitement d'étanchéité est peu efficace.  
Ce système dont la précision de mesure est insuffisante doit impérativement être amélioré par la mise en place de déversoirs de mesure.
- 3- Les mesures de déplacement ne sont pas réalisées actuellement. Il est primordial de mettre en place un système de mesure fiable, permettant de suivre les déplacements des talus amont et aval ainsi que de la crête de la digue.

## Chapitre IV

### Mesures de confortement et de réhabilitation de la digue

#### Introduction.

L'objet de cette révision hydrologique étant de réévaluer les crues rares au droit du barrage, afin de s'assurer du bon fonctionnement des organes d'évacuation et si besoin de proposer des aménagements pour accroître la capacité de ces derniers.

#### IV .1 Révision des données hydrologiques.

##### IV.1.1 Etude des Précipitations.

##### IV.1.1.1 Equipement du bassin versant.

Le bassin versant de Babar dispose d'une seule station pluviométrique (station 06-18-04), située à proximité du barrage.

Cette dernière étant située en plaine, nous a permis d'utiliser d'autres stations pluviométriques proches du bassin versant du barrage et situées en montagne afin de caractériser la pluviométrie dans les régions élevées du bassin versant et d'obtenir une meilleure estimation.

La figure ci-dessous montre le bassin versant de Babar et les différentes stations pluviométriques et hydrométriques.

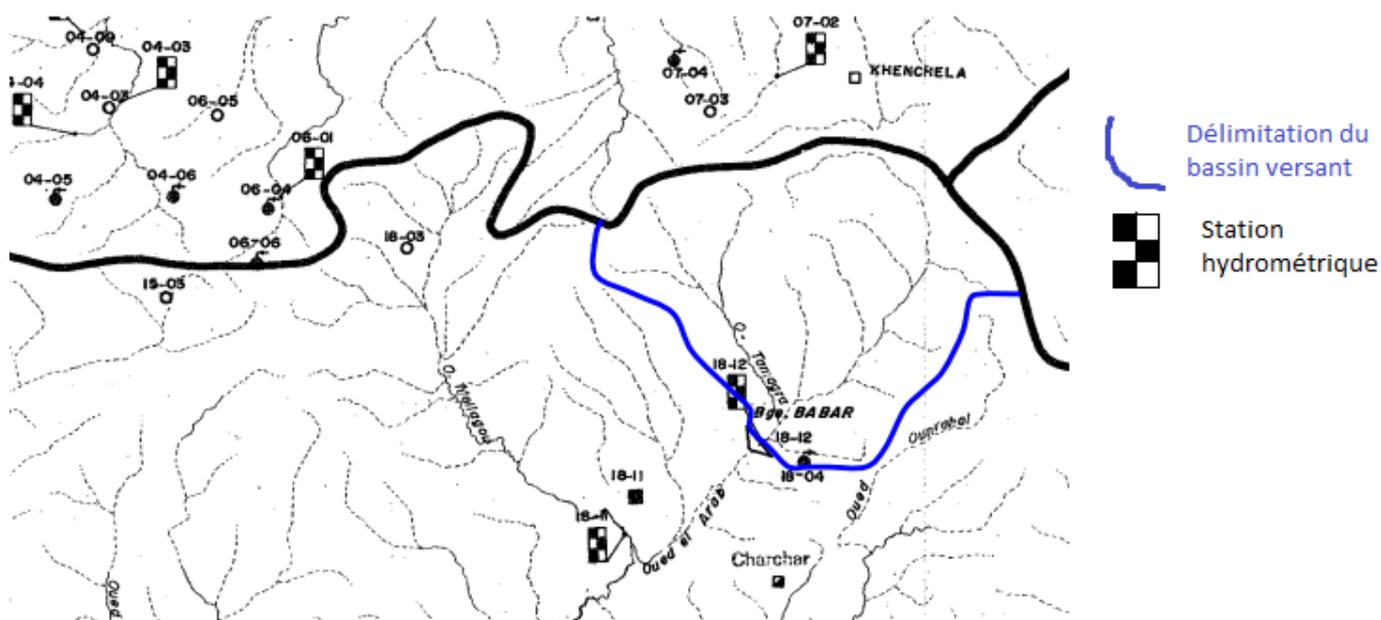


Figure IV.1 : Stations pluviométriques et hydrométriques, 1/50000

Tableau N° IV.1 : Données pluviométriques annuelles (ANRH, 2012)

Station	Chronique	Nombres d'années d'observations
06-18-04	1965/2013	48
06-18-11	1989/2009	20
06-18-15	1970/2012	42
07-07-07	1970/2012	42

Pour toutes ces stations un certains nombres de données manquent d'où la nécessité de faire un comblement à l'aide du logiciel HYDROLAB.

#### IV .1.1.2 La pluviométrie annuelle.

Le tableau suivant donne la pluviométrie maximale annuelle des 4 stations considérées. Après traitement au comblement à l'aide de la Macro d'Excel HYDROLAB.

Tableau N° IV.2 : les pluies maximales journalières.

Année	st 061804	st 061811	st 061815	st 070707
1970	167,05	98,34	157,59	1,6
1971	299,6	178,45	398,88	74,6
1972	291,8	174,02	390,52	72,6
1973	160,3	95,671	179,10	12
1974	205,1	117,97	165,59	0
1975	397,1	223,52	301,68	22,6
1976	410,8	230,66	303,76	21,3
1977	264,2	156,12	317,90	49,1
1978	292	165,35	219,51	7,3
1979	350,5	208,81	481,35	98,3
1980	239,8	147,39	391,97	81,1
1981	248,1	144,83	258,79	29
1982	181,2	108,75	224,93	26,3
1983	230,5	131,54	175,76	0
1984	197,00	114,95	185,70	8,4
1985	331,9	189,61	293,13	29,3
1986	347,9	202,13	377,08	58,9
1987	331,4	186,65	240,26	9,2
1988	286,3	164,02	250,50	20
1989	507,9	282,60	344,47	22
1990	402,3	230,73	390,22	55,6
1991	275,40	158,43	259,26	26,2
1992	253,5	145,11	210,12	9,6
1993	190,5	74,4	254,9	11,3
1994	328	166,6	235,22	28,3
1995	472,1	245,7	307	138,3
1996	183,2	145,5	138,4	27,4
1997	415,8	161,4	332,4	100,3
1998	164,4	99,31	255,9	53,5
1999	265,2	155,91	337,5	65,9
2000	129,7	96,7	180,7	89,1
2001	317,7	162,2	451,9	65,7

2002	414	227,3	449,3	26,6
2003	531	322,29	605,9	45,6
2004	275,04	159,6	243,51	10,4
2005	392	251,4	314,1	35,4
2006	450	224,3	241	10,9
2007	407	312,6	565,04	46,7
2008	752	406,3	567,80	76,2
2009	420,5	222,7	238,9	56,8
2010	448,51	254,44	421,69	65,5
2011	331,34	189,46	311,75	38,9
2012	341,91	195,32	321,67	41,3

[Source ANRH]

Le tableau suivant montre la répartition moyenne interannuelle des précipitations de la station représentative 06-18-04

**Tableau N° IV.3 : la répartition moyenne interannuelle des précipitations**

Mois	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil.	Août	$P_{INTERANNUELLE}$
P[mm]	42.65	31.58	29.52	24.47	22.29	25.71	35.65	29.74	35.15	23.09	15.08	22.99	337.9
P[%]	12.62	9.35	8.74	7.24	6.6	7.6	10.55	8.8	10.4	6.83	4.46	6.8	100

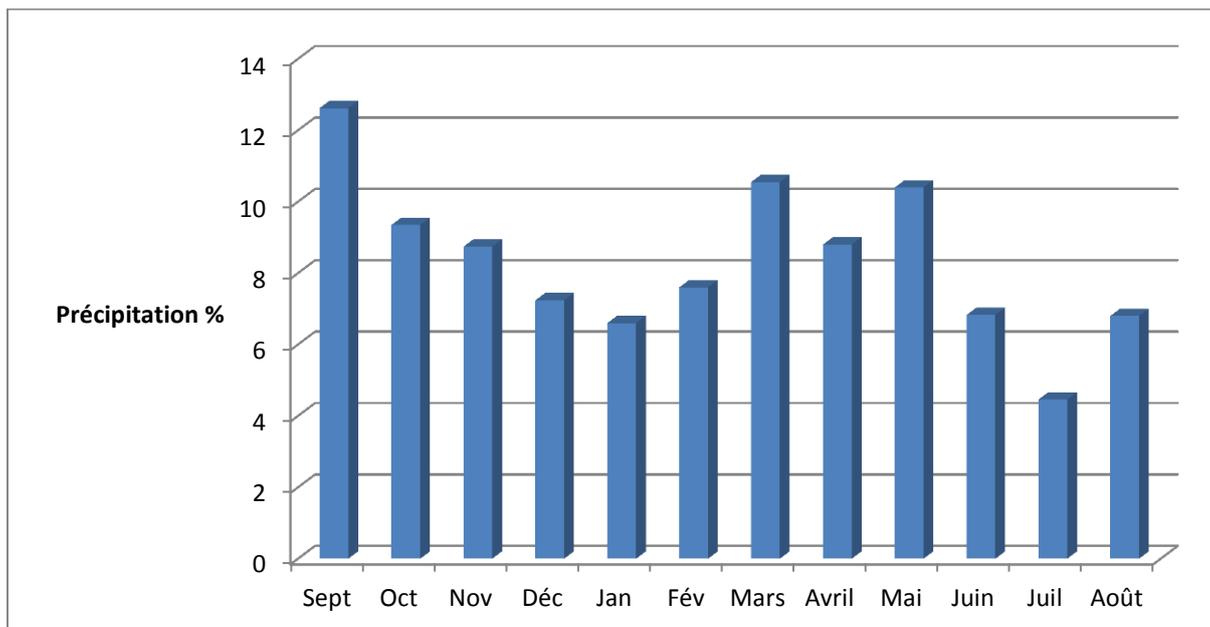


Figure IV.2 : Répartition moyenne interannuelle des précipitations (2012)

IV.1.1.3 Etude fréquentielle des pluies maximales journalières disponibles.

**Tableau N° IV.4 : Coordonnées et codes des stations de Babar et de El Habada**

Code	Station	X (Km)	Y (Km)	Z (Km)
06-18-04	Babar	905.5	234	1120
06-18-15	El Habada	901.1	217	1110

Les pluies journalières maximales annuelles des stations pluviométriques ont fait l'objet d'un ajustement statistique par la méthode de GUMBEL. Le tableau des pluies maximales journalières (24h) est fourni en annexe.

IV.1.1.3.1 Les pluies maximales journalières.

Les pluies maximales journalières sont souvent génératrices de crues exceptionnelles. Pour cela, il est important d'effectuer un ajustement statistique d'une loi de probabilité à la série d'observation afin de déterminer les précipitations maximales journalières fréquentielles.

La station de Babar (06-18-04) est considérée avec une série d'observation de 42 années (dans l'annexe)

En utilisant HYFRAN, on détermine les paramètres de la série et de l'ajustement.

**Tableau N° IV.5 : les paramètres statistiques de l'échantillon**

Statistiques de base	Nombres d'observations	42
Minimum		129
Maximum		752
Moyenne		322
Ecart-type		124
Médiane		317
Coefficient de variation (Cv)		0,386
Coefficient d'asymétrie (Cs)		0,912
Coefficient d'aplatissement (Ck)		4,17

IV.1.1.3.2 Les tests d'homogénéité à l'échelle annuelle.

IV .1.1.3.2-a) Le test de WILCOXON.

Hypothèses

$H_0$  Les moyennes des deux sous-échantillons sont égales

$H_1$  Les moyennes des deux sous-échantillons sont différentes

**Résultats :**

Valeur de la statistique  $|W| = 0.308 ;$

P-value  $p = 0.758 ;$

Conclusion :

Nous pouvons accepter  $H_0$  au niveau de signification de 5% et on ne peut pas conclure que les moyennes des deux sous-échantillons sont différentes.

II.1.1.3.2-b) Le test d'indépendance de WALD-WOLFOWITZ.

Hypothèses

$H_0$  Les observations sont indépendantes

$H_1$  Les observations sont dépendantes (autocorrélation d'ordre 1)

**Résultats :**

Valeur de la statistique  $|U| = 0.178 ;$

p-value  $p = 0.859 ;$

Conclusion :

Nous pouvons accepter  $H_0$  au niveau de signification de 5%.

II.1.1.3.2-c) Le test de stationnarité de KENDALL.

$H_0$  Il n'y a aucune tendance dans les observations

$H_1$  Il y'a une tendance dans les observations

Valeur de la statistique  $|K| = 1.43$  ;

p-value  $p = 0,154$  ;

Conclusion :

Nous pouvons accepter  $H_0$  au niveau de signification de 5%.

Le graphique de l'échantillon est représenté sur un papier normal ci-dessous dans la figure 3

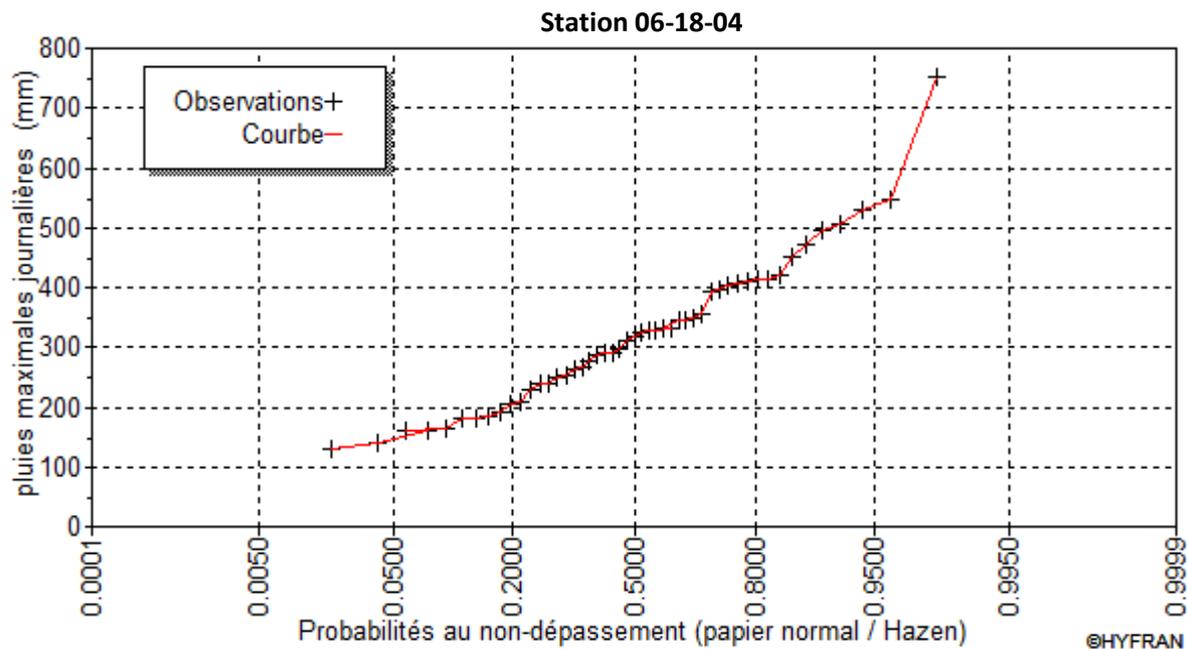


Figure IV.3: Représentation des pluies maximales journalières de 42 ans.

#### Paramètres du logiciel HYFRAN :

T : période de retour.

q : Fréquence.

Xt : Pluie maximale journalière correspondante à la période de retour donnée.

#### IV.1.1.3.3 Choix de la loi d'ajustement.

Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométriques, l'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de la loi de probabilité, de la taille de l'échantillon et de certaines caractéristiques de l'échantillon. (B.TOUABIA 2001).

Les lois d’ajustement choisies :

a)- la loi de GUMBEL

b)- la loi log Normal

c)- PEARSON III

On a effectué l’ajustement à l’aide du logiciel « HYFRAN », et comparant la satisfaisante de chaque loi par le test d’adéquation du  $\chi^2$ .

Si  $P(\chi^2) \geq 5\%$  donc l’ajustement est satisfaisant.

**a)- Ajustement à la loi de GUMBEL :**

L’équation de la droite de GUMBEL est donnée par la formule :

$$P_{max/j} = \frac{1}{\alpha} y + x_0$$

Y : variable de la loi de GUMBEL.

$$y = -[Ln(Ln F(x))]$$

$$F(x) = \frac{m - 0.5}{N}$$

m : l’ordre de classement ;

N : Taille de l’échantillon ;

**Résultats de l’ajustement :**

La droite de GUMBEL est donnée par la figure 4. Les résultats de calcul des fréquences expérimentales et des valeurs théoriques sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau N° IV.6 : Résultat de l’ajustement**

T	q	Xt	Ecart-Type	Intervalle de confiance (95%)
10000	0.9999	1190	111	977-1410
2000	0.9995	1030	92.6	850-1210
1000	0.9990	961	84.8	795-1130
200	0.9950	799	66.7	668-929

100	0.9900	728	59.0	613-844
50	0.9800	658	51.3	558-758

**Paramètres**

Nombres d'observation : 42 ;

U =264.174 ;

Alpha = 100.929 ;

**Quantiles**

q = F(X) (probabilité au non dépassement)

T = 1/ (1-q)

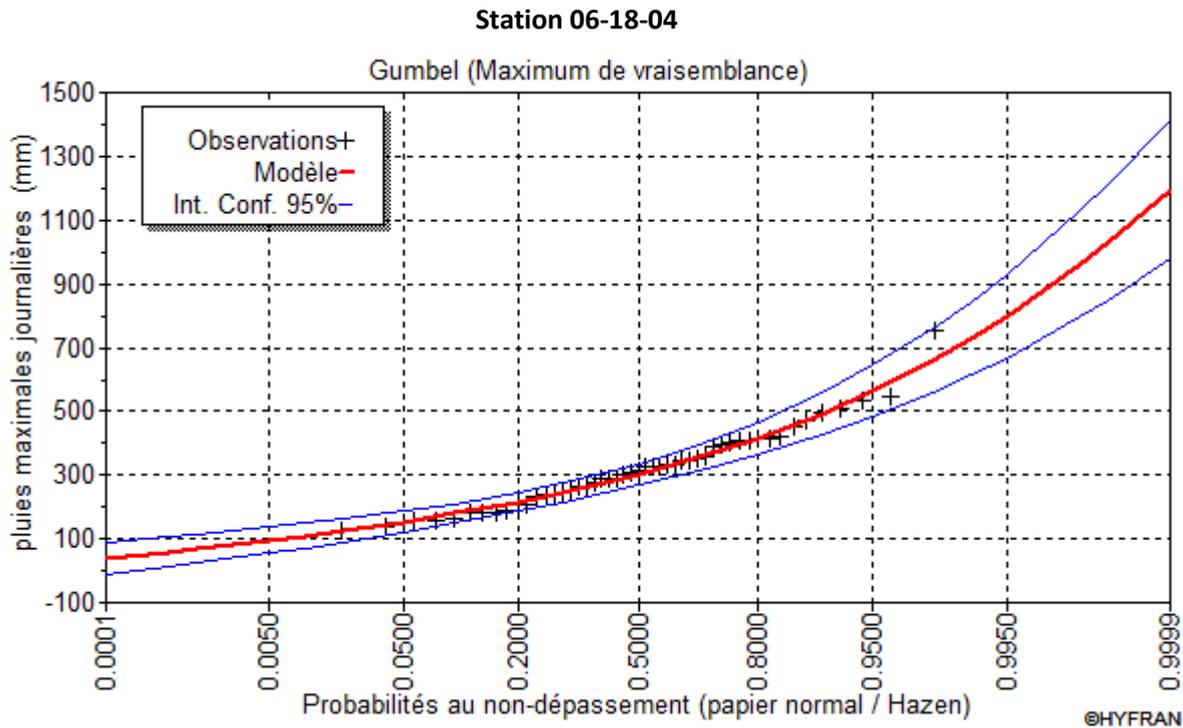


Figure IV.4 : Ajustement à la loi de GUMBEL.

**\*) Test d'adéquation de la loi de GUMBEL**

*Hypothèses :*

$H_0$  : L'échantillon provient d'une loi GUMBEL

$H_1$ : L'échantillon ne provient pas d'une loi GUMBEL

**Résultats :**

Résultat de la statistique :  $\chi^2 = 7.39$

p-value  $p = 0.2865$

Degrés de liberté : 6

Nombre de classes : 9

**Conclusion :**

Nous pouvons accepter  $H_0$  au niveau de signification de 5 %.

**\*\*) Caractéristique de la loi de GUMBEL**

Les caractéristiques de la loi ainsi que de l'échantillon sont données dans le tableau suivant :

**Tableau N° IV.7 : caractéristiques de la loi de GUMBEL**

	Caractéristique de la loi	Caractéristique de l'échantillon
Minimum	Aucun	129
Maximum	Aucun	752
Moyenne	322	322
Ecart-type	129	124
Médiane	301	317
Coefficient de variation (Cv)	0.401	0.386
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.14	0.912
Coefficient d'aplatissement (Ck)	2.40	4.17

**b)- Ajustement à la loi log Normal**

Calcul des fréquences expérimental (au non dépassement):

$$T = \frac{1}{1-q} \quad \text{Et:} \quad q = F(x_i) = \frac{m-0.5}{N}$$

m : numéro d'ordre de la valeur.

N : taille de l'échantillon.

**Paramètres d'ajustement à la loi normale:**

$$Xp\% = X \text{ moy} + \delta Up\%$$

*X moy*: Hauteur de pluie moyenne.

$\delta$  : écart-type.

*Up%*: Variable réduite de GAUSS.

Les résultats de calcul sont représentés dans le **tableau** suivant ainsi que le graphique est donné par la figure 6.

**Tableau N° IV.8 : résultats de calcul**

T	q	Xt	Ecart-Type	Intervalle de confiance (95%)
10000	0.9999	1270	201	880-1670
2000	0.9995	1080	153	778-1380
1000	0.9990	997	135	734-1260
200	0.9950	816	95.2	630-1000
100	0.9900	741	80	584-898
50	0.9800	666	65.8	537-795

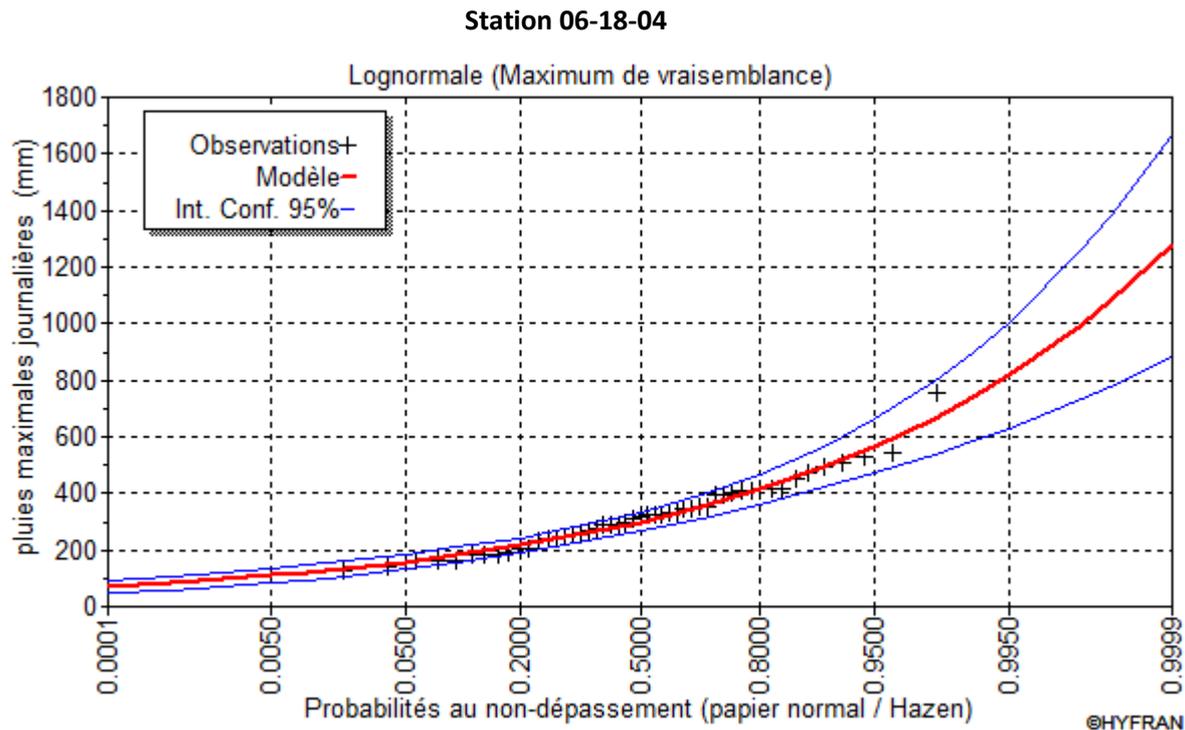


Figure IV.5 : Ajustement à la loi de log Normal

**Résultats de l'ajustement**

Nombres d'observations : 42 ;

$\mu = 5.70$  ;

$\delta = 0.38$  ;

**Quantiles** :  $q = F(X)$  : Probabilité au non-dépassement

$T = 1 / (1 - q)$  : Période de retour

**\*) Test d'adéquation de la loi log normale** : (Maximum de vraisemblance)

**Hypothèses :**

$H_0$  : L'échantillon provient d'une loi Log Normale

$H_1$  : L'échantillon ne provient pas d'une loi Log Normale

**Résultats :**

p-value  $p = 0.3541$  ;

Degrés de liberté : 6 ;

Nous pouvons accepter  $H_0$  au niveau de signification de 5 %.

**\*\*) Caractéristique de la loi log Normal**

Les caractéristiques de la loi ainsi que de l'échantillon sont données dans le tableau suivant :

**Tableau N° IV.9 : caractéristiques de la loi log Normal**

	Caractéristique de la loi	Caractéristique de l'échantillon
Minimum	0.00	129
Maximum	Aucun	752
Moyenne	323	322
Ecart-type	131	124
Médiane	229	317
Coefficient de variation (Cv)	0.405	0.386
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.28	0.912
Coefficient d'aplatissement (Ck)	6.05	4.17

**c)- Ajustement à la loi Pearson III**

Parmi les différentes lois de Pearson, la loi de type III est la plus utilisée en hydrologie. Sous sa forme générale, elle s'écrit :

$$F(x) = \frac{1}{\Gamma(\gamma)} \int_0^u u^{\gamma-1} e^{-u} \quad \text{Avec} \quad u = \frac{x - x_0}{s}$$

$\Gamma(\gamma)$  : Fonction gamma complète :

$$\Gamma(\gamma) = \sum_0^{\infty} u^{\gamma-1} e^{-u}$$

L'intervalle de variation de x est [x0, ∞ [ et les trois paramètres d'ajustement sont :

x<sub>0</sub> : paramètre de position (borne inférieure)

x : paramètre d'échelle (de même dimension que x)

γ: Paramètre de forme (positif différent de zéro)

Les résultats de l'ajustement par la loi de Pearson sont résumés dans le **tableau** ainsi que la figure 7 suivants

**Tableau N°.IV 10 : résultat de l'ajustement par la loi de Pearson III**

T	q	Xt	Ecart-Type	Intervalle de confiance (95%)
10000	0.9999	1100	155	797-1410
2000	0.9995	970	126	722-1220
1000	0.9990	912	114	689-1130
200	0.9950	774	85.1	607-941
100	0.9900	712	73.1	569-856
50	0.9800	649	61.4	529-769

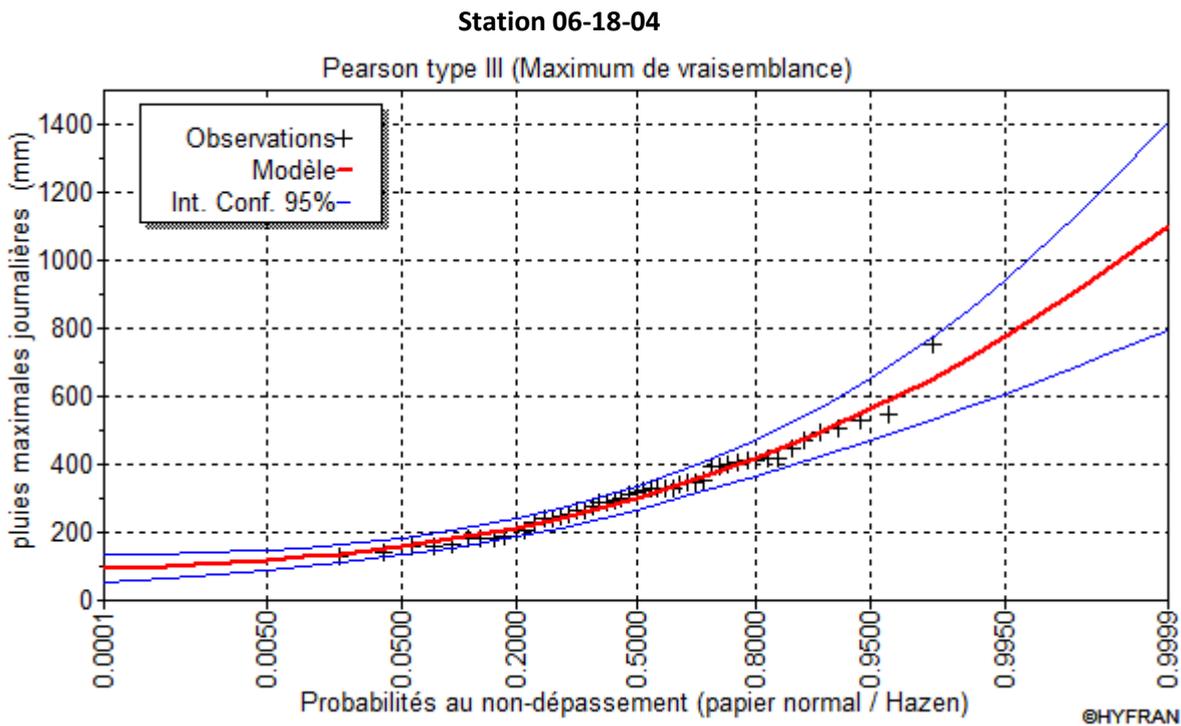


Figure IV.6 : Ajustement à la loi Pearson III

**Résultats de l'ajustement**

Alpha = 0.01 ;

Lambda = 3.43 ;

m = 86.51 ;

\*) **Test d'adéquation de Pearson III** : (Maximum de vraisemblance)**Hypothèses** $H_1$  : L'échantillon provient d'une loi Pearson type III $H_1$  : L'échantillon ne provient pas d'une loi Pearson type III**Résultat de la statistique :** $X^2 = 7.02$  ;

p-value      p = 0.2191 ;

Degrés de liberté : 5 ;

Nombre de classes : 9 ;

**Conclusion**Nous pouvons accepter  $H_0$  au niveau de signification de 5 %**\*\*) Caractéristique de la Pearson III**

Les caractéristiques de la loi ainsi que de l'échantillon sont données dans le tableau suivant :

**Tableau IV.11 : caractéristiques de la loi Pearson III**

	Caractéristique de la loi	Caractéristique de l'échantillon
Minimum	86.5	129
Maximum	Aucun	752

**Chapitre IV****Mesures de confortement et de réhabilitation de la digue**

Moyenne	322	322
Ecart-type	127	124
Médiane	229	317
Coefficient de variation (Cv)	0.495	0.386
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.08	0.912
Coefficient d'aplatissement (Ck)	4.75	4.17

**Conclusion :**

La loi **Pearson III** est la loi la plus efficace puisque ses caractéristiques sont les plus proches des caractéristiques de l'échantillon représentatif; ainsi c'est la loi qui s'ajuste le mieux à notre échantillon.

$$P_{tc, p\%} = P_{maxj, p(\%)} \left(\frac{t}{24}\right)^b$$

$b$  : Exposant climatique (pour notre région  $b = 0,47$ )

$P_{tc}$ : pluies de courte durée (mm) de fréquence égale à celle de  $P_{maxj}$ .

$P_{maxj}$ : pluies maximales fréquentielles.

$t$ : Temps en heures.

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

$$I_t = \frac{P_{ct}}{t}$$

Les figures ainsi que le tableau ci-dessous représentent les pluies de courtes durées ainsi que les intensités fréquentielles :

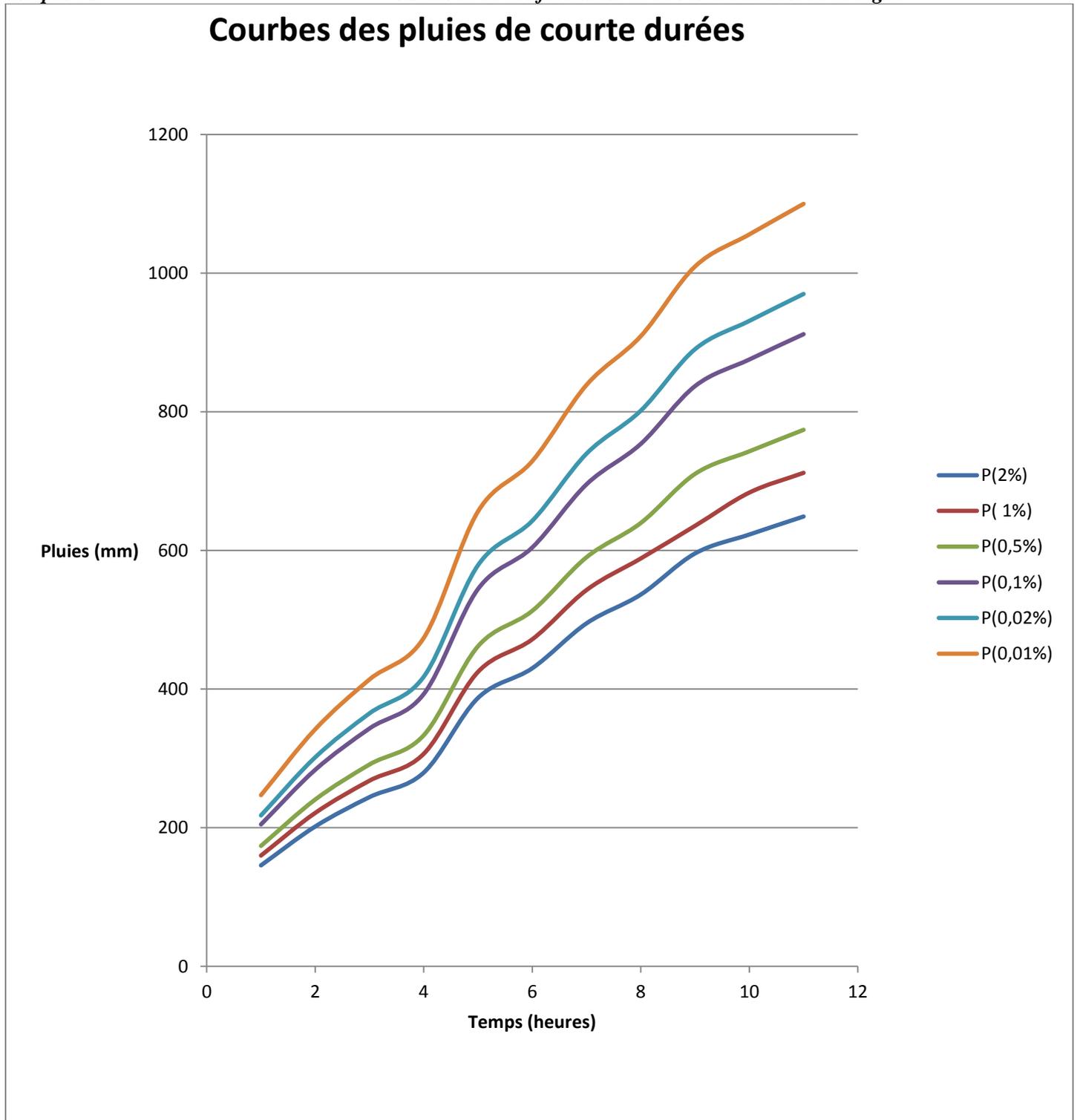


Figure IV.7 : La courbe des pluies de courte durée

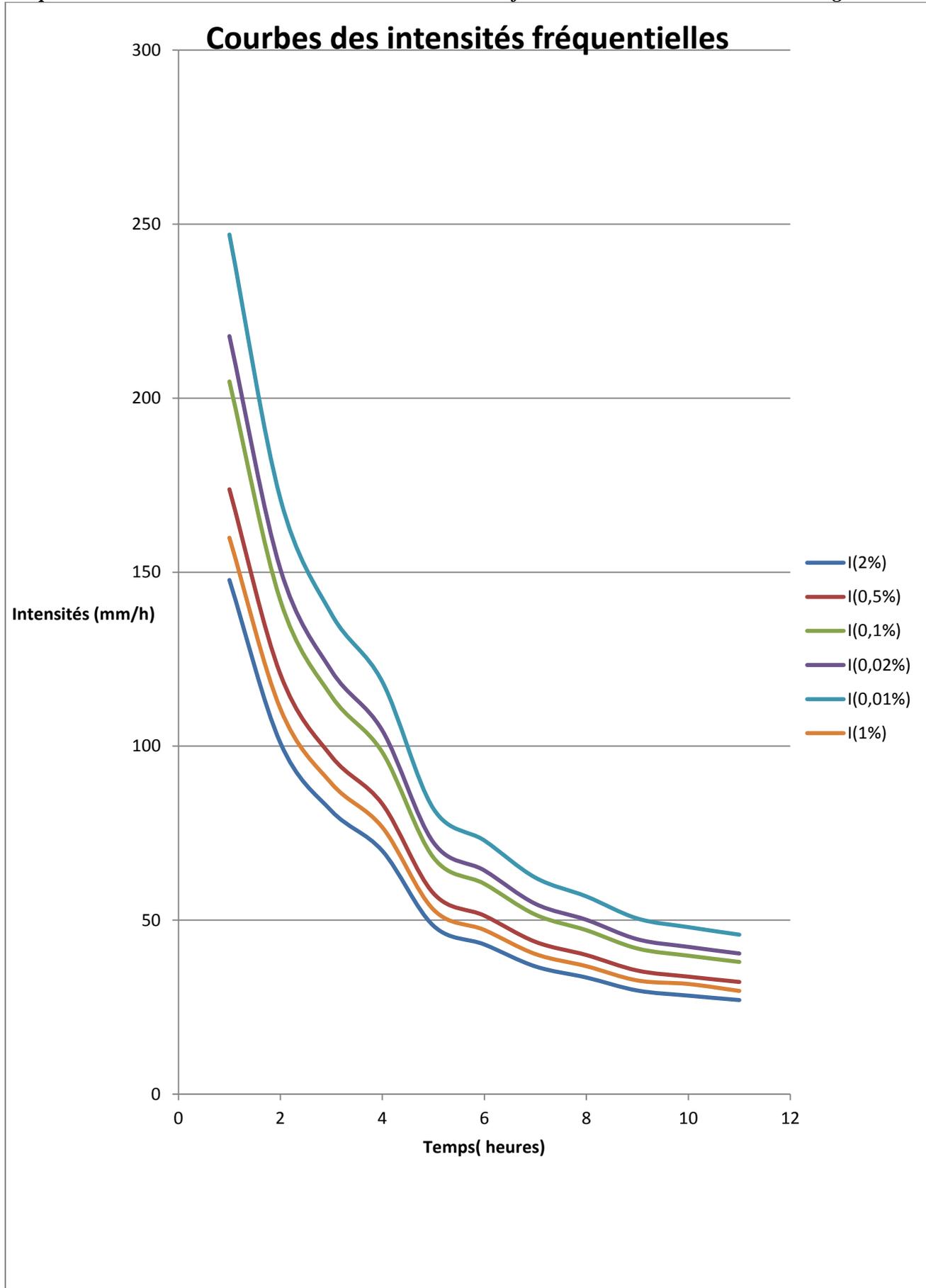


Figure IV.8 : La courbe des intensités fréquentielles.

Tableau N° IV.12 : Intensités pour les différentes pluies

Fréquences		2		1		0,5		0,1		0,05		0,01	
		$P_{max}$ (mm)	$I_0$ (mm/h)										
<b>Temps (h)</b>	<b>1</b>	145,73	147,73	159,88	159,88	173,8	173,8	204,78	204,78	217,8	217,8	246,99	246,99
	<b>2</b>	201,85	100,93	221,44	110,72	240,73	120,64	283,65	141,82	301,68	150,84	342,12	171,06
	<b>3</b>	244,23	81,41	267,93	89,31	291,27	97,08	343,20	114,40	365,02	121,67	413,94	137,98
	<b>4</b>	279,58	69,90	306,72	76,68	333,43	83,36	392,88	98,22	417,87	104,47	473,87	118,47
	<b>8</b>	387,26	48,41	424,85	53,06	461,84	57,73	544,42	68,02	578,79	72,35	656,37	82,05
	<b>10</b>	430,08	43,01	471,82	47,18	512,91	51,29	604,35	60,44	642,79	64,28	728,94	72,89
	<b>13.48</b>	494,88	36,71	542,92	40,27	590,20	43,78	695,42	51,59	739,65	54,70	838,78	62,22
	<b>16</b>	536,39	33,52	588,46	36,78	639,7	39,98	753,76	47,11	801,69	50,11	909,14	56,82
	<b>20</b>	595,70	29,79	635,53	32,68	710,44	35,52	837,10	41,86	890,34	44,52	1009,67	50,48
	<b>22</b>	622,99	28,32	683,47	31,67	742,98	33,77	875,46	39,79	931,13	42,32	1055,92	47,99
<b>24</b>	649	27,04	712	29,67	774	32,25	912	38	970	40,42	1100	45,83	

## IV.1.1.4 Etude des crues.

## IV.1.1.4.1 Données disponibles.

On dispose de l'étude hydrologique ayant servi de base à la conception du barrage et de ses ouvrages hydrauliques.

Ces différentes informations sont commentées ci-après.

## IV.1.1.4.2 Crue d'Août 2002.

Une crue exceptionnelle est survenue le 16 Août 2002. On dispose pour cette crue des relevés de la cote du plan d'eau, permettant de reconstituer approximativement l'hydrogramme entrant.

Les données correspondantes aux cotes du plan d'eau sont données en annexes.

La figure suivante représente l'évolution du plan d'eau constatée pendant la crue.

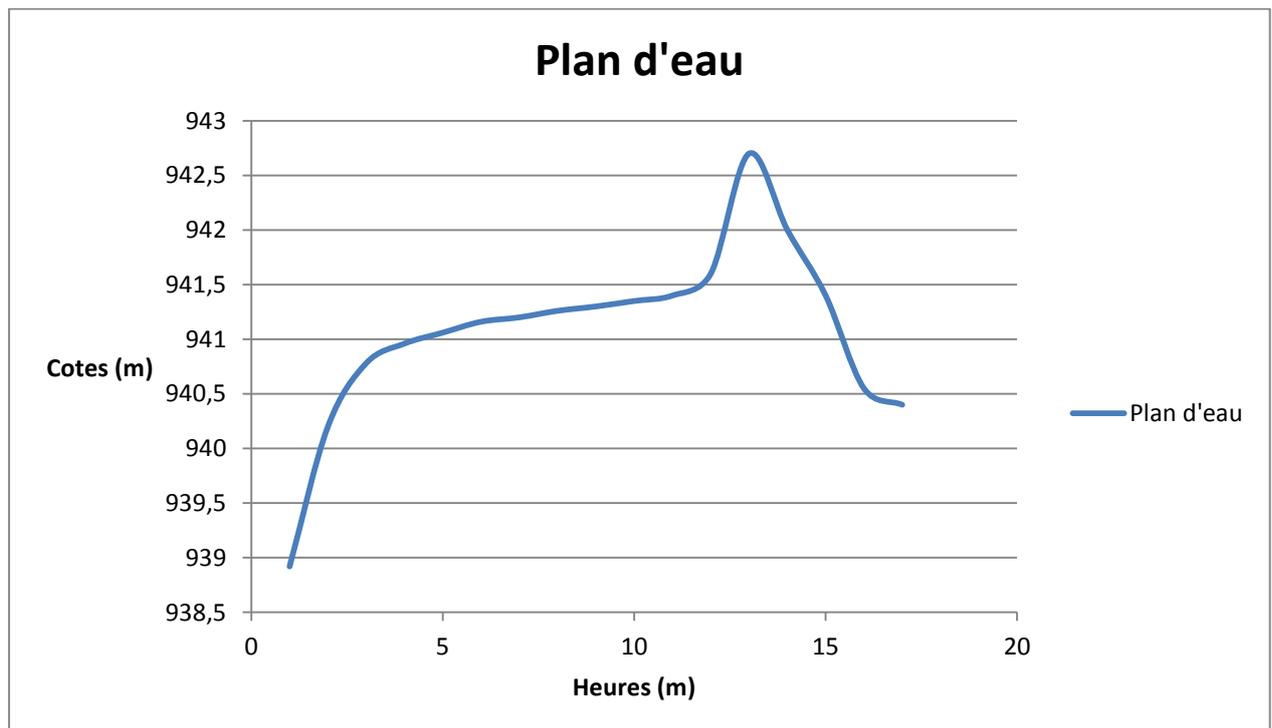


Figure IV.9 : Evolution du plan pendant la crue d'août 2002.

D'après l'évolution du plan d'eau, on remarque que le niveau des plus hautes eaux a été dépassé de 20cm.

## IV.1.1.4.3 Etude hydrologique du projet

Les hydrogrammes de crues déterminés par l'étude hydrologique faite dans le cadre du projet établi en 1987 par la société Ukrguiprovdkhoz, sont donnés ci-dessous.

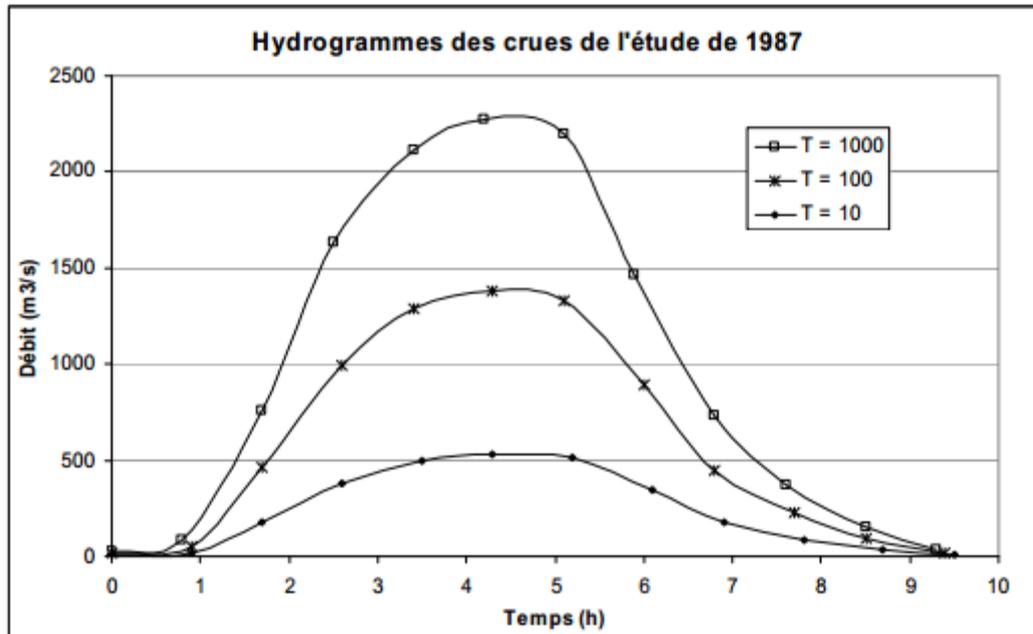


Figure IV.10 : Hydrogrammes des crues de projet de 1987 (Ukrguiprovdkhoz).

Les caractéristiques des crues sont résumées dans le tableau suivant

Tableau N° IV.13 : Caractéristiques des crues de l'étude de 1987.

Période de retour (ans)	Débit max (m <sup>3</sup> /s)	Volume (Mm <sup>3</sup> )
10	534	8,6
100	1 381	21,9
1 000	2 275	36,1

La crue retenue pour le dimensionnement de l'évacuateur de crue a une fréquence de 0,50%, soit une période de retour de 200 ans. Son Hydrogramme est représenté sur la figure suivante.

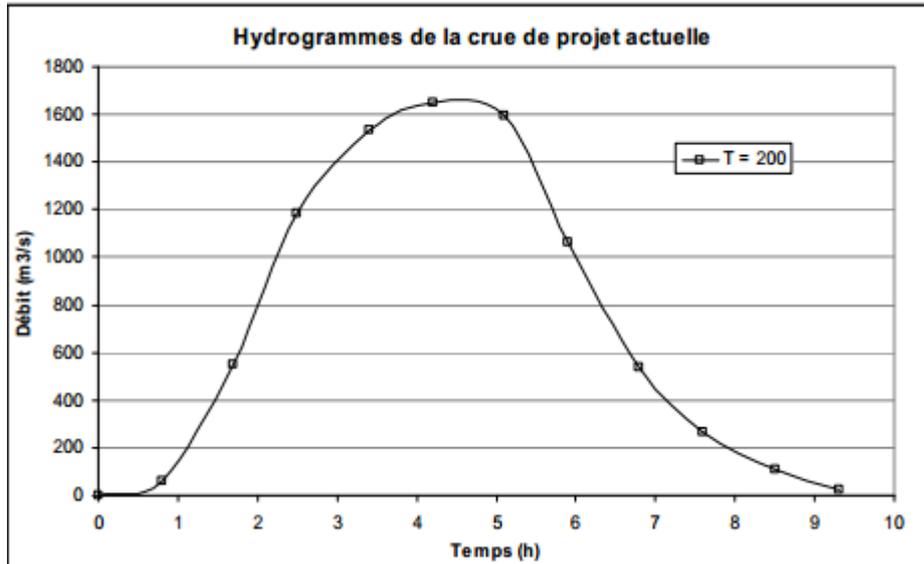


Figure N° IV.11 : Hydrogramme de la crue de projet actuelle.

Compte tenu des données à notre disponibilité il est important d'établir les hydrogrammes de crue d'Août 2002 afin d'effectuer une comparaison et de situer les anomalies.

On constate que la crue de projet retenue a une très faible période de retour, ce qui est loin d'être conforme aux pratiques actuelles des grands barrages.

#### IV.1.1.4 Révision de l'hydrologie des crues par la méthode de SOKOLOVSKI.

Pour le tracer de l'Hydrogramme de crue, on doit suivre la méthode de Sokolovski qui le divise en deux parties non symétriques, calculées à partir des temps de montée et de la décrue.

**a) Pour le temps de la montée:**

$$Q_m = Q_{max} \% \left( \frac{T}{T_m} \right)^2$$

$T_m = T_c$  : Temps de montée.

**b) Pour la décrue:**

$$Q_d = Q_{max} \% \left( \frac{T_d - T}{T_d} \right)^3$$

Avec :

**$Q_m$** : débit instantané de la montée ( $m^3/s$ ) ;

**$Qd$**  : débit instantané de la décrue ( $m^3/s$ ) ;

**$tm$**  : temps de la montée de la crue en heures ;

**$td$**  : temps de la décrue en heures ;

**$Qmax$** : débit maximum de la crue de fréquence considérée en ( $m^3/s$ ) ;

**$x, y$** : Puissance des courbes ;

$x = 2$  pour la montée de la crue.

$Y = 3$  pour la décrue.

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

✓  $tm = tc$  (pour les petits bassins versants), avec  $tc$  est le temps de concentration du bassin versant (heures).

✓  $td = \delta tm$ ;

Ou  $\delta$  : coefficient de forme de l'hydrogramme de crue

( $\delta = 3,5$  ; voir le Tableau 12) ;

$Td = 25,5h$  ;  $Tm = 12,75h$  ;

**Tableau N° IV.14 : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue  $\delta$ .**

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

Les Hydrogrammes de crues pour différentes périodes de retour sont donnés par le tableau IV 15 et la Figure 12

Tableau N° IV.15: les valeurs de débits de crues en fonction detemps.

	Périodes de retour				
Temps De montée	10000	2000	1000	100	50
0,25	1,10	0,93	0,86	0,60	0,53
0,75	9,95	8,42	7,75	5,43	4,81
1,25	27,66	23,41	21,54	15,08	13,36
1,75	54,21	45,89	42,23	29,56	26,20
2,25	89,62	75,86	69,82	48,87	43,31
2,75	133,88	113,33	104,29	73,00	64,70
3,25	186,99	158,28	145,67	101,97	90,37
3,75	248,95	210,74	193,94	135,76	120,32
4,25	319,77	270,68	249,11	174,37	154,55
4,75	399,43	338,12	311,17	217,82	193,05
5,25	487,95	413,05	380,13	266,09	235,83
5,75	585,32	495,47	455,98	319,18	282,89
6,25	691,54	585,39	538,73	377,11	334,23
6,75	806,61	682,79	628,38	439,86	389,85
7,25	930,54	787,70	724,92	507,44	449,74
7,75	1063,31	900,09	828,35	579,85	513,91
8,25	1204,94	1019,98	938,69	657,08	582,37
8,75	1355,42	1147,36	1055,92	739,14	655,09
9,25	1514,75	1282,23	1180,04	826,03	732,10
9,75	1682,94	1424,60	1311,06	917,74	813,39
10,25	1859,97	1574,46	1448,98	1014,28	898,95
10,75	2045,86	1731,81	1593,79	1115,65	988,79
11,25	2240,60	1896,66	1745,50	1221,85	1082,91
11,75	2444,19	2069,00	1904,10	1332,87	1181,31
12,25	2656,63	2248,83	2069,60	1448,72	1283,99
12,75	2877,93	2436,16	2242	1569,4	1390,95
Temps de					

Décru					
0	2877,93	2436,16	2242	1569,4	1390,95
0,5	2711,93	2295,64	2112,68	1478,88	1310,72
1	2552,45	2160,64	1988,44	1391,91	1233,64
1,5	2399,34	2031,04	1869,16	1308,41	1159,64
2	2252,49	1906,72	1754,76	1228,33	1088,66
2,5	2111,75	1787,59	1645,12	1151,58	1020,64
3	1977,00	1673,52	1540,14	1078,10	955,51
3,5	1848,10	1564,41	1439,73	1007,81	893,22
4	1724,94	1460,16	1343,78	940,65	833,69
4,5	1607,37	1360,63	1252,19	876,53	776,87
5	1495,27	1265,74	1164,86	815,40	722,69
5,5	1388,51	1175,37	1081,69	757,18	671,09
6	1286,95	1089,40434	1002,57	701,80	622,00
6,5	1190,47	1007,73	927,41	649,19	575,37
7	1098,94	930,25	856,11	599,27	531,13
7,5	1012,22	856,8460167	788,556076	551,98	489,22
8	930,19	787,40	724,65	507,25	449,57
8,5	852,72	721,82	664,29	465,00	412,13
9	779,67	659,98	607,38	425,17	376,82
9,5	710,91	601,79	553,82	387,67	343,59
10	646,33	547,11	503,51	352,45	312,38
10,5	585,77	495,85	456,34	319,43	283,11
11	529,13	447,90	412,21	288,54	255,73
11,5	476,25	403,15	371,02	259,71	230,18
12	427,03	361,48	332,67	232,87	206,39
12,5	381,32	322,78	297,06	207,94	184,29
13	338,99	286,95	264,08	184,86	163,84
13,5	299,91	253,88	233,64	163,55	144,95
14	263,96	223,44	205,64	143,94	127,58
14,5	231,01	195,55	179,96	125,97	111,65
15	200,92	170,07	156,52	109,56	97,10
15,5	173,56	146,92	135,21	94,64	83,88

16	148,80	125,96	115,92	81,14	71,92
16,5	126,52	107,10	98,56	68,99	61,15
17	106,59	90,22	83,03	58,12	51,51
17,5	88,86	75,22	69,22	48,45	42,94
18	73,22	61,98	57,04	39,92	35,38
18,5	59,53	50,39	46,37	32,46	28,77
19	47,66	40,34	37,13	25,99	23,03
19,5	37,48	31,73	29,20	20,44	18,11
20	28,87	24,44	22,49	15,74	13,95
20,5	21,69	18,36	16,90	11,83	10,48
21	15,81	13,38	12,32	8,62	7,64
21,5	11,10	9,40	8,65	6,05	5,36
22	7,44	6,29	5,79	4,05	3,59
22,5	4,68	3,96	3,65	2,5	2,26
23	2,71	2,29	2,11	1,47	1,31
23,5	1,38	1,17	1,08	0,75	0,67
24	0,58	0,495859963	0,45634032	0,31943823	0,28311622
24,5	0,17	0,14	0,13	0,09	0,08
25	0,02	0,01	0,016	0,011	0,01
25,5		0	0	0	0

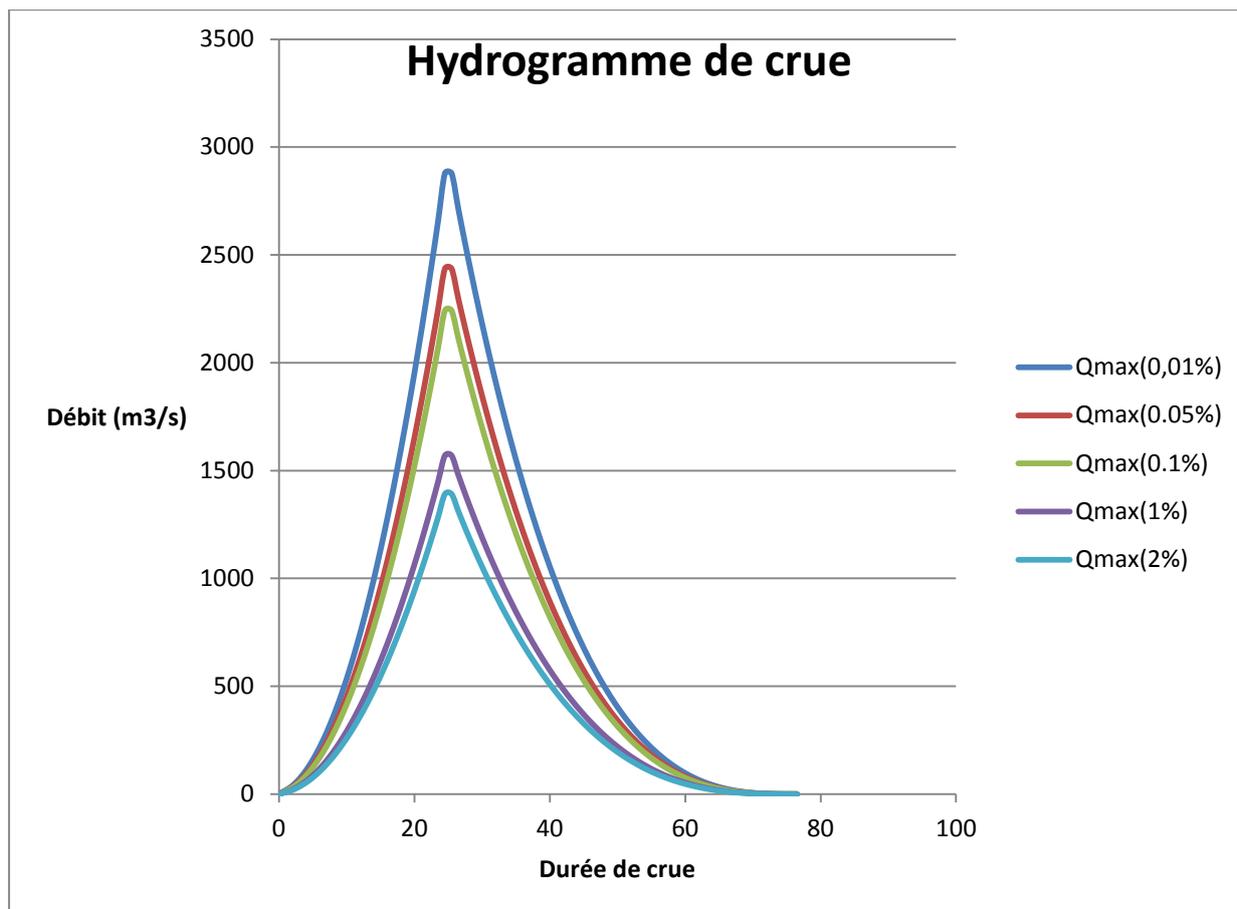


Figure IV.13 : hydrogrammes de crue.

**Tableau N° IV.16 : Les caractéristiques de ces crues sont les suivantes.**

Période de retour	Débit max (m <sup>3</sup> /s)	Volume (Mm <sup>3</sup> )
10000	2734	78,6
2000	2480	63,6
1000	2550	57,2
100	1523	36,4
50	1388	31,5

D'après ces hydrogrammes de crue, le débit de pointe entrant est de l'ordre de 2500m<sup>3</sup>/s débit supérieur à la crue de projet de période de retours T = 2000ans .

D'après ces valeurs, la crue d'août 2002 aurait une période de retour légèrement supérieure à 1000ans à la fois en débit et en volume.

On note que les débits ont été estimés à partir de données hydrométriques à la station aval et en utilisant des formules empiriques (Ukruiprovdkhoz.1987) alors que dans notre étude de crue on a pris en considération l'information sur les pluies.

**Conclusion.**

On peut conclure qu'à période de retour égale, les débits de pointe de l'hydrologie révisée sont légèrement inférieurs aux débits de pointe de l'étude de projet de 1987. Par contre les volumes sont nettement supérieurs. Puisque les méthodes de calculs utilisées pour l'étude de projet diffèrent de celles utilisées pour la révision hydrologique sans oublier le fait que la crue de projet prise ne répondait pas aux critères de sécurité actuelles

Les valeurs caractéristiques sont résumées dans le tableau ci-après.

**Tableau N° IV.17 : Comparaison des crues de projet et de l'hydrologie révisée.**

Période de retour	Valeurs de projet		Hydrologie révisée	
	Débit de pointe	Volume	Débit de pointe	Volume
100	$1382m^3/s$	$21,9Mm^3$	$1256m^3/s$	36,4
1000	$2275m^3/s$	$36,1m^3$	$1985m^3/s$	57,2
10000	$3788m^3/s$	$60,4m^3$	$2734m^3/s$	78,6

#### IV.2 Réserve d'envasement de la retenue.

Compte tenu du fait de ne pas avoir en ma possession le levé bathymétrique établi en avril 2004 je me suis contentée de reprendre la courbe capacité-surface-hauteur afin d'effectuer l'estimation et le calcul du taux de sédimentation et de l'érosion Spécifique.

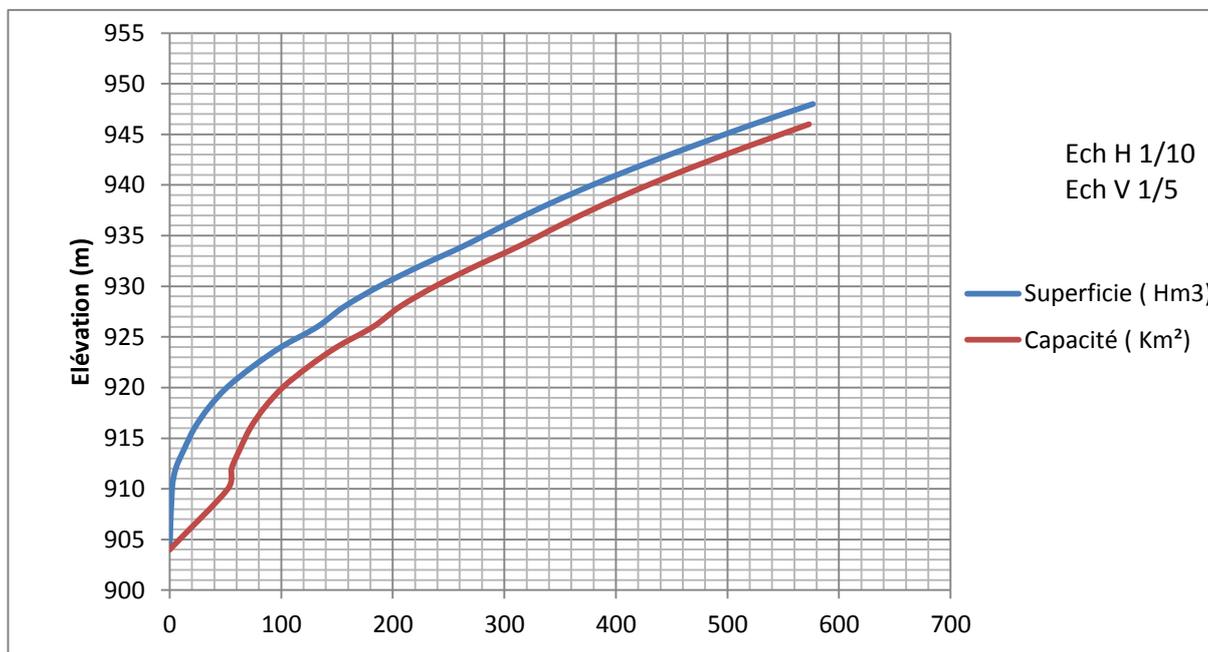


Figure IV.13 : Courbe capacité hauteur.

Sous la cote de retenue normale (940,00), la capacité de retenu au moment du levé est de  $38,01Mm^3$

Alors qu'en 1995 date de la mise en eau du barrage sous cette même cote était de  $41,33 Mm^3$ .

Soit un envasement de 3,32 Mm<sup>3</sup> en 9ans, si on suppose un envasement constant on aura alors environ 370000 m<sup>3</sup>/an.

En considérant un poids volumique de 15 kN/m<sup>3</sup>. En utilisant les lois de mécanique des sols, on aura :

$\gamma_d = 8 \text{ kN/m}^3$  ; le taux de sédimentation = 296000t/an ; une érosion spécifique = 524t/km<sup>2</sup>/an.

IV.3) Etudes des apports :

A base de manque de séries hydrométriques au niveau du talweg principal, les apports seront estimés à partir des formules empiriques. (vu que la station hydrométrique la plus proche se trouve très en aval du bassin versant).

IV.3.1) Apports liquides :

IV.3.1.1) Apport moyen interannuel (A<sub>0</sub>) :

Différentes formules empiriques sont utilisées pour le calcul de l'apport moyen annuel A<sub>0</sub>.

A) Formule de l'ANRH [3] :

On a :

$$A_{\text{moy}} = 0,915 \cdot P_{\text{moy}}^{2,684} \cdot S^{0,842} [10^6 \text{ m}^3] \dots\dots\dots (IV.01)$$

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

S : Superficie du bassin versant [Km<sup>2</sup>].

**AN :**

$A_0 = 0,915 \cdot 0,331^{2,684} \cdot 567^{0,842} = 10 \cdot 10^6 \text{ m}^3$
---

B) Formule de MEDINGUER [3] :

On a :

$$L_e = 1,024 (P_{\text{moy}} - 0,26)^2 \dots\dots\dots (IV.02)$$

L<sub>e</sub> : Lamme d'eau écoulée [mm].

P : Pluie moyenne annuelle [m].

**AN :**

$$L_e = 1,024 \cdot (0,331 - 0,26)^2 = 0,005 \text{ mm}$$

On a encore :

$$A_0 = L_e \cdot S = 5 \cdot 10^{-3} \cdot 567 \cdot 10^6 = 2,84 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

C) Formule de TURC [3] :

$$L_e = P_{\text{moy}} - D \dots\dots\dots (IV.03)$$

$P_{\text{moy}}$  : Pluie moyenne annuelle [mm].

$D$  : Déficit de l'écoulement [mm] tel que :

$$D = \left( \frac{P_{\text{moy}}}{\sqrt{0.9 + \left(\frac{P_{\text{moy}}}{L}\right)^2}} \right) \dots\dots\dots (IV.04)$$

$L$  : Variable théorique tel que :

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

$T_{\text{moy}}$  : Température moyenne annuelle.

AN :

$$L = 300 + 25 \cdot 13 + 0.05 (13)^3 = 734,85 \Rightarrow D = \left( \frac{331}{\sqrt{0.9 + \left(\frac{331}{734,85}\right)^2}} \right) = 315,18 \text{ mm}$$

$$L_e = 331 - 315,18 = 15,82 \text{ mm} \Rightarrow A_0 = 15,82 \cdot 10^{-3} \cdot 567 \cdot 10^6 = 9 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

D) Formule de SAMIE [3] :

$$L_e = P_{\text{moy}}^2 (293 - 2,2\sqrt{S}) \dots\dots\dots (IV.05)$$

$P_{\text{moy}}$  : Pluie moyenne annuelle en [m] ;

$S$  : Surface du bassin versant en [km<sup>2</sup>] ;

$L_e$  : Lane d'eau écoulée en [mm].

A.N :

$$L_e = 0,331^2 (293 - 2,2\sqrt{567}) = 26,36\text{mm}$$

$$A_0 = L_e \cdot S = 26,36 \cdot 10^{-3} \cdot 567 \cdot 10^6 = 15 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

E) Formule de Mallet – Gauthier :

$$L_e = 0,6 \cdot P_{\text{moy}} (1 - 10^{-0,36 \cdot P_{\text{moy}}^2}) \dots\dots\dots (\text{IV.06})$$

$P_{\text{moy}}$  : Pluie moyenne annuelle en [m] ;

$L_e$  : Lamme d'eau écoulee en [m].

**A.N:**

$$L_e = 0,6 \cdot 0,331 (1 - 10^{-0,360,331^2}) = 0,017 \text{ m}$$

$$A_0 = L_e \cdot S = 0,017 \cdot 567 \cdot 10^6 = 9,64 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le Tableau N°IV 18.

**Tableau N° IV.18 : l'Apport moyenne interannuelle.**

Formule	$A_0$ (M m <sup>3</sup> )
<b>ANRH</b>	<b>10</b>
<b>MEDINGUER</b>	<b>2,84</b>
<b>TURC</b>	<b>9</b>
<b>SAMIE</b>	<b>15</b>
<b>Mallet – Gauthier</b>	<b>9,64</b>

On opte pour la valeur moyenne entre les 3 méthodes "ANRH, TURC et Malet Gauthier " par ce que les deux autres méthodes MEDINGUER et SAMIE sont loin de ces 3 valeurs et on prend la valeur proche de la moyenne :

$$A_{\text{moy}} = \frac{10 + 9 + 9,64}{3} = 9,55 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

$$A_0 = 9,64 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

IV.3.1.2) Caractéristiques de l'écoulement :

a) Module de l'écoulement ( $M_e$ ) [3] :

Il est donné par :

$$M_e = \frac{A_0}{T} \dots\dots\dots (IV.07)$$

$A_0$  : Apport moyen annuel [litres].

$T$  : Temps d'une année en [secondes] " $T = 31,536.10^6$  secondes".

**AN :**

$$M_e = \frac{9,64.10^9}{31,536.10^6} = 305,681/s$$

b) Module de l'écoulement relatif ou spécifique ( $M_0$ ) [3] :

On a :

$$M_0 = \frac{M_e}{S} \dots\dots\dots (IV.08)$$

$M_e$  : Module de l'écoulement ([l/s].

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

**AN :**

$M_0 = \frac{305,681}{567} = 0,541/s/km^2$
--

c) lame d'eau écoulée [3] :

On a :

$$L_e = \frac{A_0}{S} \dots\dots\dots (IV.09)$$

$S$  : Superficie du bassin.

**AN :**

$$L_e = \frac{9,64 \cdot 10^6}{567 \cdot 10^6} = 0,017 \text{ m} = 17 \text{ mm}$$

d) Coefficient de l'écoulement [3] :

Il est donné par :

$$C_e = \frac{L_e}{P_{\text{moy}}} \dots\dots\dots \text{(IV.10)}$$

$P_{\text{moy}}$  : Pluie moyenne annuelle en [mm] ;

$L_e$  : Lamme d'eau écoulée en [mm].

**AN :**

$$C_e = \frac{17}{331} = 0,05$$

e) Coefficient de variation :

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

**✘ Formule de SOKOLOVSKY [4] :**

On a :

$$C_v = a - 0,063 \log_{10} (S + 1) \dots\dots\dots \text{(IV.11)}$$

Avec :

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

$M_0$  : Module de l'écoulement relatif [l/s/km<sup>2</sup>].

**A.N :**

$$a = 0,78 - 0,29 \log_{10} (0,51) = 0,86 \Rightarrow C_v = 0,86 - (0,063 \log_{10} (567 + 1)) = 0,69$$

**✘ Formule de OURKGUIPROVODKHOZ [4] :**

$$C_v = \frac{0,7}{M_0^{-0,127}} \dots\dots\dots \text{(IV.12)}$$

$M$  : Module de l'écoulement relatif [l/s/km<sup>2</sup>].

**A.N :**

$$C_v = \frac{0,7}{0,54^{-0,127}} = 0,65$$

**✗ Formule de L'ANTONOV [4] :**

$$C_v = \frac{0.7}{(S + 1000)^{0.097}} \dots\dots\dots (IV.13)$$

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

$$C_v = \frac{0.7}{(567 + 1000)^{0.097}} = 0,34$$

**✗ Formule de KRISTEKLY MENKEL [4]:**

$$C_v = \frac{0,83}{(S^{0,06} \cdot M_0^{0,27})} \dots\dots\dots (IV.14)$$

M<sub>0</sub> : module de l'écoulement relatif [l/s/km<sup>2</sup>].S : Superficie du bassin en [km<sup>2</sup>].**AN :**

$$C_v = \frac{0,83}{(567^{0,06} \cdot 0,54^{0,27})} = 0,67$$

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le Tableau N° IV.19.

**Tableau N° IV.19 : récapitulatif des résultats des coefficients des variantes.**

Formule	$C_v$
<b>SOKOLOVSKY</b>	<b>0,69</b>
<b>OURKGUIPROVODKHOZ</b>	<b>0,65</b>
<b>ANTONOV</b>	<b>0,34</b>
<b>KRISTEKLY MENKEL</b>	<b>0,67</b>

Coefficient de variation moyen calculé à base des formules empiriques sera donc

$$C_{v,moy} = \frac{0,69 + 0,65 + 0,34 + 0,67}{4} = 0,59$$

On prend le coefficient proche de la moyenne donc

$$C_v = 0,65$$

#### IV.3.1.3) Irrégularité des apports :

##### IV.3.1.3.1) 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 :

Les apports annuels ajustés à une loi statistique log-normale de forme :

$$A_{\%} = \frac{A_0 \cdot e^{U \cdot \sqrt{\log(C_v + 1)}}}{\sqrt{C_v^2 + 1}} = \frac{9,64 \cdot e^{U \cdot \sqrt{\log(0,65 + 1)}}}{\sqrt{0,65^2 + 1}} = 5,84 \cdot e^{0,22 \cdot U}$$

$A_{\%}$  : Apport de fréquence donnée.

U: Variable réduite de Gauss.

$A_0$  : Apport moyen annuel [ $Mm^3$ ].

$C_v$  : Coefficient de variation.

Les résultats de calcul sont donnés dans le Tableau **IV.20** .

#### **Tableau N° IV.20 : l'Apport fréquentielle.**

<b>Période de retour (an)</b>	<b>4 / 5</b>	<b>10</b>	<b>50</b>	<b>100</b>	<b>1000</b>
<b>Fréquence (%)</b>	<b>80</b>	<b>10</b>	<b>2</b>	<b>1</b>	<b>0.1</b>
<b>Le variable réduit "u"</b>	<b>-0,841</b>	<b>1,282</b>	<b>2,054</b>	<b>2,327</b>	<b>3,091</b>
<b>Apport (Mm<sup>3</sup>)</b>	<b>4,85</b>	<b>7,74</b>	<b>9,18</b>	<b>9,74</b>	<b>11,53</b>

IV.3.1.3.2) Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80% :

La répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80% suit la même répartition mensuelle des précipitations on a donc :

**Tableau N° IV.21 : Répartition des Apports mensuelles de fréquence 80%.**

<b>Mois</b>	<b>sep</b>	<b>oct</b>	<b>nov</b>	<b>déc.</b>	<b>jan</b>	<b>fév</b>	<b>mar</b>	<b>avr</b>	<b>ma i</b>	<b>juin</b>	<b>juill</b>	<b>août</b>
<b>A<sub>80%</sub> (Mm<sup>3</sup>)</b>	<b>0,013</b>	<b>0,01</b>	<b>0,01</b> <b>7</b>	<b>0,01</b> <b>6</b>	<b>0,01</b> <b>7</b>	<b>0,01</b> <b>3</b>	<b>0,02</b>	<b>0,01</b> <b>8</b>	<b>0,0</b> <b>2</b>	<b>0,01</b> <b>3</b>	<b>0,01</b> <b>2</b>	<b>0,008</b>

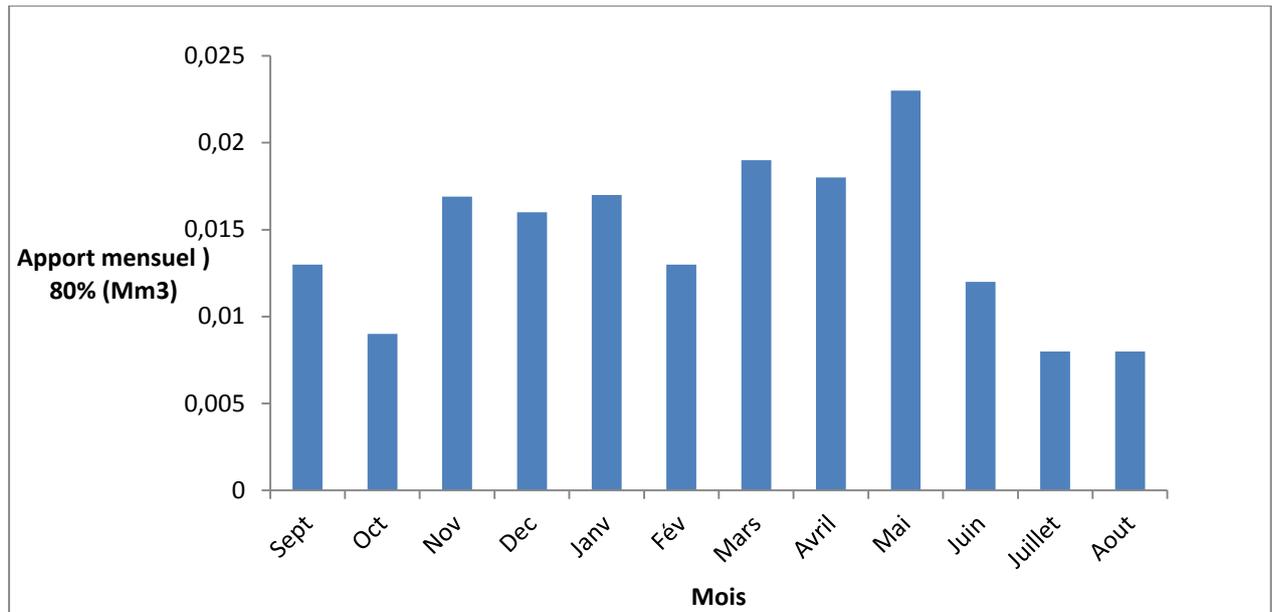


Figure IV.14 : Apport mensuel

### III.3.2) Apports solides et l'estimation du volume mort :

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

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

La dynamique des matériaux arrachés au sol et transportés par 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 rapportés à la vitesse de l'eau et à la turbulence de l'écoulement (B. TOUIBIA, 2004)

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

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

A) Formule de TIXERONT [3] :

Le volume mort est estimé à :

$$V_m = (1,05 \div 1,10) \frac{Q_s \cdot T}{\delta_s} \quad \text{Avec} \quad Q_s = \alpha \cdot L_e^{0.15} \cdot S$$

Avec :

$Q_s$  : Débit solide en [tonne/an].

$\delta_s$  : Poids spécifique des sédiments [1,6 t/m<sup>3</sup>].

T : temps d'exploitation [T = 30 ans]

$\alpha$  : Caractéristique de perméabilité.

**Tableau N° IV.22 : valeur de  $\alpha$  en fonction de la perméabilité.**

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

**A.N :**

$$Q_s = 1400 \cdot 17^{0.15} \cdot 567 = 1116625 \text{ t/an}$$

$V_m = 1,05 \cdot \frac{1116625}{1,6} = 18759830 \text{ m}^3$
---

C) Formule de GAVRILLOVIC [3]:

Cette relation largement utilisée en Algérie, fait intervenir des caractéristiques physiques et un indice climatique du bassin versant :

On a :

$$V_m = \frac{T_0 \cdot T \cdot S}{\delta_s} \quad \text{Tel que } T_0 = T_{sp} * G_{rm}$$

Avec :

$$T_{sp} = T \cdot P_{moy} \cdot \pi \cdot \sqrt{Z^3} \quad \text{Tel que } \left[ T = \sqrt{\frac{t}{10}} + 1 \right]$$

$$G_{rm} = \frac{(\sqrt{P} + H_{moy})}{0,2(L + 10)}$$

$T_0$  : taux d'abrasion [t/Km<sup>2</sup>/an].

$T_{sp}$  : le taux de la production annuel des matériaux en [m<sup>3</sup>/km<sup>2</sup>/an].

$G_{rm}$  : taux de rétention des sédiments produits par le bassin.

$T$  : coefficient thermique.

$Z$  : coefficient d'érosion relative en fonction de la description du B.V.

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

$t$  : température moyenne annuelle [°C].

$P$  : périmètre du bassin versant [Km].

$L$  : longueur du talweg principal [Km].

$H_{moy}$  : Altitude moyenne [km].

**A.N :**

$$T = \sqrt{\frac{13}{10}} + 1 = 2,30 \Rightarrow T_{sp} = 2,14 \cdot 331 \cdot \pi \cdot \sqrt{0,3^3} = 1711 \cdot \text{m}^3/\text{km}^2/\text{an}$$

$$G_{rm} = \frac{(\sqrt{101 + 1000 \cdot 10^{-3}})}{0,2(51 + 10)} = 0,83 \cdot \text{t}/\text{m}^3$$

$$T_0 = 1711 * 0,83 = 1420,14 /\text{km}^2/\text{an}$$

$$V_m = \frac{1420,14 \cdot 30 \cdot 567}{\delta_s} = 15097877 \cdot \text{m}^3$$

Les résultats de calcul sont présentés dans le Tableau **IV.23**

Tableau N° IV.23 : récapitulatif des résultats du volume mort.

Formule	Volume mort pour (m <sup>3</sup> )
TIXERONT	18759830
GAVRILLOVIC	15097877

$$V_m = \frac{5975983 + 3209787}{2} = 1652885 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{mort}} = 1652885 \text{ Mm}^3 \Leftrightarrow \text{NVM} = 938,32 \text{ m.NGA}$$

#### IV.4) Régularisation des débits :

La régularisation des débits permet de déterminer la meilleure façon de la restitution des eaux stockées. Le but est donc de satisfaire la demande en aval, que ce soit en eau potable, en irrigation, pour la production de l'énergie électrique ou encore pour la navigation (grands barrages).

Différents types de régularisation sont utilisés :

- ◆ La régularisation saisonnière.
- ◆ La régularisation interannuelle.

Les paramètres générant le calcul de la régularisation sont :

- ◆ L'apport ( $A_{80\%}$  en M m<sup>3</sup>).
- ◆ La consommation totale (M m<sup>3</sup>).
- ◆ Les infiltrations et l'évaporation.
- ◆ Les courbes caractéristiques de la retenue.

La régularisation saisonnière est effectuée lorsque les apports sont supérieurs à la demande.

La régularisation interannuelle sera effectuée lorsque les apports sont inférieurs à la consommation, on stocke donc les eaux des saisons humides pour les restituer au cours des saisons sèches.

## IV.4.1) Module d'irrigation :

D'après l'Institut Nationale d'Agronomie les besoins en eau destinée à l'irrigation pour des cultures maraîchères par mois sont :

**Tableau N°IV.24: Répartition mensuelle des besoins en eau pour l'irrigation.**

Mois	Besoin (m <sup>3</sup> /ha/an)	Besoin (%)
<b>septembre</b>	<b>750</b>	<b>15</b>
<b>Octobre</b>	<b>0</b>	<b>0</b>
<b>Novembre</b>	<b>0</b>	<b>0</b>
<b>Décembre</b>	<b>0</b>	<b>0</b>
<b>Janvier</b>	<b>0</b>	<b>0</b>
<b>Février</b>	<b>0</b>	<b>0</b>
<b>Mars</b>	<b>0</b>	<b>0</b>
<b>Avril</b>	<b>250</b>	<b>5</b>
<b>Mai</b>	<b>7500</b>	<b>15</b>
<b>Juin</b>	<b>1000</b>	<b>20</b>
<b>Juillet</b>	<b>1250</b>	<b>25</b>
<b>Août</b>	<b>1000</b>	<b>20</b>
<b>Totale</b>	<b>5000</b>	<b>100</b>

Pour les différentes valeurs de taux de régularisation nous calculons les surfaces des parcelles irriguées.

## 1) Une fréquence de 70% :

$$A_u = (A_0 - U_{Aep}) \cdot 0,7 = (9,64 - 0,946) \cdot 0,7 = 6,09 \text{ Mm}^3.$$

$A_u$  : Apport utilisable.

$A_0$  : apport moyen interannuel.

$$S_i = \frac{A_u}{N} = \frac{6,09}{5000 \cdot 10^{-6}} = 1218 \text{ ha}$$

$S_i$  : Surface irrigable.

## 2) Une fréquence de 80% :

$$A_u = (A_0 - U_{Aep}) \cdot 0,8 = (9,64 - 0,946) \cdot 0,8 = 6,96 \text{ Mm}^3.$$

$A_u$  : Apport utilisable.

$A_0$  : apport moyen interannuel.

$$S_i = \frac{A_u}{N} = \frac{6,96}{5000 \cdot 10^{-6}} = 1391 \text{ ha}$$

$S_i$  : Surface irrigable.

## 3) Une fréquence de 90% :

$$A_u = (A_0 - U_{Aep}) \cdot 0,9 = (9,64 - 0,946) \cdot 0,9 = 7,79 \text{ Mm}^3.$$

$A_u$  : Apport utilisable.

$A_0$  : apport moyen interannuel.

$$S_i = \frac{A_u}{N} = \frac{7,79}{5000 \cdot 10^{-6}} = 1557,72 \text{ ha}$$

**Tableau N°IV.25 : Répartition mensuelle de la consommation des eaux d'irrigation.**

Mois	$U_{irr} \text{ (Mm}^3\text{)}$		
	70%	80%	90%
septembre	0,165	0,189	0,212
Octobre	0,000	0,000	0,000
Novembre	0,000	0,000	0,000
Décembre	0,000	0,000	0,000
Janvier	0,000	0,000	0,000
Février	0,000	0,000	0,000
Mars	0,000	0,000	0,000
Avril	0,055	0,063	0,071
Mai	0,165	0,189	0,212
Juin	0,220	0,252	0,283
Juillet	0,276	0,315	0,354
Août	0,220	0,252	0,283
<b>Totale</b>	<b>1,102</b>	<b>1,259</b>	<b>1,417</b>

Pour optimiser le taux de régularisation on trace une courbe de côte d'eau en fonction des taux choisis (70%, 80% et 90%).

D'après cette courbe on aura le taux de régularisation optimal correspondant à la côte du volume minimum, taux optimum 78%.

4) Une fréquence de 78% :

$$A_u = (A_0 - U_{Aep}) \cdot 0,78 = (9,64 - 0,946) \cdot 0,78 = 6,78$$

$\text{Mm}^3$

$A_u$  : Apport utilisable.

$A_0$  : apport moyen interannuel.

$$S_i = \frac{A_u}{N} = \frac{6,78}{5000 \cdot 10^{-6}} = 1356 \text{ ha}$$

$S_i$  : Surface irrigable.

La répartition mensuelle de la consommation est donnée dans le Tableau III.36.

**Tableau N°IV.26: Répartition mensuelle de la consommation.**

Mois	sep	oct	nov	déc	jan	fév	mar	avr	mai	juin	juil	Août	Tot
$U_{Aep} (Mm^3)$	0,078	0,080	0,078	0,080	0,080	0,073	0,080	0,078	0,080	0,078	0,080	0,080	0,95
$U_{irr} (Mm^3)$	0,184	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,061	0,184	0,246	0,307	0,246	1,23
$U (Mm^3)$	0,26	0,08	0,08	0,08	0,08	0,073	0,08	0,139	0,264	0,324	0,387	0,326	2,17

IV.4.2) Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes :

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".

- Détermination de la période à bonne hydraulicité.
- Détermination des périodes excédentaires et déficitaires sur un cycle hydrologique.
- Calcul des volumes excédentaires et déficitaires " $V_s$ " et " $V_d$ ".
- Détermination du type de fonctionnement de la retenue et calcul du Volume utile.

La période à bonne hydraulicité est celle du mois d'octobre jusqu'au mois de mai.

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière sont donnés dans le Tableau III.27 et III.28.

$$V_s = 25,5 Mm^3 \quad \text{et} \quad V_d = 24,83 Mm^3.$$

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

$$V_u = V_d = 24,83 Mm^3$$

Le volume de la retenue normale sera :

$$V_{NNR} = V_u + V_m = 24,83 + 16,5 = 41,33 Mm^3$$

$$V_{NNR} = 41,33 Mm^3 \Rightarrow NNR = 940 m.NGA$$

Tableau N°IV.27 : Régularisation saisonnière suivant la 1<sup>ère</sup> consigne.

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> consigné'exploitation		
				V <sub>ri</sub> (Mm <sup>3</sup> )	V <sub>rf</sub> (Mm <sup>3</sup> )	S (Mm <sup>3</sup> )
Oct	0,160	0,080	+0,080	16,5	16,5	***
				16,58	16,58	***
Nov	0,300	0,078	+0,222	16,80	16,80	***
Dec	0,320	0,080	+0,240	17,04	17,04	***
Jan	0,390	0,080	+0,310	17,35	17,35	***
Fev	0,290	0,073	+0,217	17,567	17,567	0,007
Mar	0,260	0,080	+0,180	17,75	17,75	0,180
Avr	0,300	0,139	+0,161	17,91	17,91	0,161
Mai	0,180	0,264	-0,084	17,82	17,82	***
Juin	0,060	0,324	-0,264	17,56	17,56	***
Juil	0,030	0,387	-0,357	17,20	17,20	***
Août	0,080	0,326	-0,246	16,96	16,96	***
Sep	0,150	0,607	-0,457	16,50	16,50	***

Tableau N°IV.28: Régularisation saisonnière suivant la 2<sup>ème</sup> consigne.

Mois	A <sub>80%</sub> (Mm <sup>3</sup> )	U <sub>80%</sub> (Mm <sup>3</sup> )	A-U (Mm <sup>3</sup> )	2 <sup>ème</sup> consigné exploitation		
				V <sub>ri</sub> (Mm <sup>3</sup> )	V <sub>rf</sub> (Mm <sup>3</sup> )	S (Mm <sup>3</sup> )
Oct	0,160	0,080	+0,080	16,5	16,42	0,080
				16,58	16,36	0,222
Nov	0,300	0,078	+0,222	16,80	16,75	0,045
Dec	0,320	0,080	+0,240	17,04	17,04	***
Jan	0,390	0,080	+0,310	17,35	17,35	***
Fev	0,290	0,073	+0,217	17,565	17,565	***
Mar	0,260	0,080	+0,180	17,75	17,75	***
Avr	0,300	0,139	+0,161	17,91	17,91	***
Mai	0,180	0,264	-0,084	17,82	17,82	***
Juin	0,060	0,324	-0,264	17,56	17,56	***
Juil	0,030	0,387	-0,357	17,20	17,20	***
Août	0,080	0,326	-0,246	16,96	16,96	***
Sep	0,150	0,627	-0,477	16,5	16,5	***

## IV.4.3) Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes :

Les pertes dans la retenue sont à deux sortes :

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

## A) Pertes par évaporation :

On a:

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

V<sub>ep</sub> : volume perdu à cause de l'évaporation.

E<sub>s</sub> : Evaporation mensuelle (m).

S<sub>moy</sub> : Surface du plan d'eau correspond au volume moyen (V<sub>moy</sub>).

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

V<sub>rf,i</sub> et V<sub>rf,i+1</sub> : les volumes de la retenue de deux mois successives.

B) Pertes par infiltration:

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{inf} = \frac{\delta \cdot V_{moy}}{100}$$

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

$\delta$  : Coefficient qui dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette déterminer d'après le tableau III.37.

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

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

**Tableau N°IV.29 : valeurs de  $\delta$  en fonction des conditions hydrogéologique.**

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 considérer comme consommation pour ces calculs on doit vérifier la condition suivant :

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

$V_u$  : 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 vérifier on doit faire des itérations.

D'après le tableau III.38 on a :

$$V_s = 23,48 \text{Mm}^3 \quad \text{Et} \quad V_d = 23,44 \text{Mm}^3.$$

Donc la retenue fonctionne à un seul temps, en remarque aussi que l'excédent d'eau et supérieur au déficit donc :

$V_u = V_d = 23,44 \text{Mm}^3$
$V_{NNR} = V_u + V_m = 24,83 + 16,5 = 41,33 \text{Mm}^3$
$V_{NNR} = 39,94 \text{Mm}^3 \Rightarrow \text{NNR} = 939,88 \text{m.NGA}$

Tableau N°IV.30: Régularisation saisonnière en tenir compte les pertes.

Mois	V <sub>rf,i</sub> (Mm <sup>3</sup> )	V <sub>moy</sub> (Mm <sup>3</sup> )	S <sub>moy</sub> (ha)	E <sub>s</sub> (m)	V <sub>inf</sub> (Mm <sup>3</sup> )	V <sub>evp</sub> (Mm <sup>3</sup> )	π (Mm <sup>3</sup> )	W (Mm <sup>3</sup> )	U (Mm <sup>3</sup> )	W-U- π (Mm <sup>3</sup> )	1 <sup>ère</sup> consigned'exploita tion		
											V <sub>ri</sub> (M m <sup>3</sup> )	V <sub>ri</sub> (M m <sup>3</sup> )	S(M m <sup>3</sup> )
Oct	0,43	0,468	8,155	143	0,002	0,012	0,014	0,160	0,080	+0,104	16,5	16,5	---
	0,50										16,60	16,60	---
Nov	3	0,609	10,01 9	93	0,003	0,009	0,012	0,300	0,078	+0,286	16,89	16,89	---
	0,71										16,89	16,89	---
Dec	5	0,834	12,78 5	70	0,004	0,009	0,013	0,320	0,080	+0,301	17,29	17,29	---
	0,95										17,29	17,29	---
Jan	2	1,103	15,94 4	69	0,006	0,011	0,017	0,390	0,080	+0,391	17,58	17,58	---
	1,25										17,58	17,58	---
Fev	4	1,363	18,79 8	72	0,007	0,014	0,020	0,290	0,073	+0,256	17,84	17,84	---
	1,47										17,84	17,84	---
Mar	1	1,503	19,91 5	108	0,007	0,022	0,029	0,260	0,080	+0,202	18,04	18,04	---
	1,53										18,04	18,04	---
Avr	5	1,515	19,91 5	135	0,007	0,027	0,034	0,300	0,139	+0,209	18,24	18,24	0,004
	1,49										9	5	0,004
Mai	4	1,445	19,47 1	186	0,007	0,036	0,043	0,180	0,264	-0,070	18,18	18,18	---
	1,39										18,18	18,18	---
Juin	5	1,297	17,59 9	261	0,006	0,046	0,052	0,060	0,324	-0,472	17,72	17,72	---
	1,19										17,72	17,72	---
Juil	8	0,476	14,11 4	337	0,005	0,048	0,052	0,030	0,387	-0,671	17,04	17,04	---
	0,95										17,04	17,04	---
Août	2	0,272	10,55 3	309,	0,003	0,033	0,036	0,080	0,326	-0,510	16,53	16,53	---
	0,54										16,53	16,53	---
Sep	3	0,488	8,356	193	0,002	0,016	0,019	0,150	0,200	-0,03	16,5	16,5	---
	0,43										16,5	16,5	---
	2												

Pour satisfaire les besoins en eau pour l'irrigation et l'alimentation en eau potable dans le cas de l'irrégularité des Apports, on prend une volume normale a la retenue égale à :

$$V_u = V_{U,sai} + V = 23,44 + 1.39 = 24,83 \text{ Mm}^3$$

D'où :

$$V_{NNR} = 41,33 \text{ Mm}^3 \Rightarrow NNR = 940 \text{ m NGA}$$

#### IV. 5 Dimensionnement et confortement de la digue.

##### Introduction

Dans cette partie nous allons aborder les caractéristiques de la digue, la stabilité de cette dernière et les recommandations quant aux moyens de confortement de la digue.

##### V.5.1 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.

##### IV.5.1.2 Hypothèses de calcul de filtrations hydrauliques des barrages en terres :

- ✓ On admet la filtration dans un seul plan.
- ✓ On prend les composantes des vitesses qui ont la direction perpendiculaire à ce plan comme nulles.
- ✓ On suppose que le sol du massif du barrage soit homogène, isotrope, et que la couche imperméable ai un coefficient de filtration nul.
- ✓ 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:  $y^2 - y_o^2 - 2xy_o = 0$

$$X = \frac{Y_0 - Y_0^2}{2 \cdot Y_0}$$

On se reportant à la figure on aura alors :

$$Y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d$$

avec,

d : Largeur en base du barrage diminuée de 0,7b.

b : Projection horizontale de la partie mouillée du parement amont ;

h : Hauteur d'eau en amont.

La ligne phréatique coupe le talus aval en un point « Co » 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 :

$$C = \frac{\Delta a}{\Delta a + a}$$

En fonction de θ, d'où on peut déterminer « Co »

Pour avoir la ligne de saturation, il suffit de relier la parabole de base au point

« Co » 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 détermine la ligne de saturation pour une hauteur d'eau correspondant au niveau normal de la retenue normale.

Au niveau normal de la retenue on détermine la ligne de saturation pour une hauteur d'eau h=29m correspondante à la retenue normale.

$$L_b = 213,7 \text{ m.}$$

$$b = 29,4 \text{ m.}$$

$$d = 34,43 - 0,7 \cdot b = 34,43 - 0,7 \cdot 29,4 = 13,85 \text{ m}$$

$$\text{On aura donc : } Y_0 = 18,28 \text{ m.}$$

$$a = Y_0/3 = 6 \text{ m.}$$

Les coordonnées de la courbe de saturation sont données par l'équation suivante :

$$y^2 = y_0^2 + 2xy_0 = 36 + 36,56x$$

$$Y = \sqrt{36 + 36,56X}$$

A partir de cette équation, on peut déterminer les coordonnées de la parabole qui sont données par le tableau ci-après :

**Tableau N°IV.31** : Coordonnées de la ligne de saturation

X (m)	Y (m)
-0,37	4,74
0	6
2	10,45
4	13,5
6	16
8	18,12
10	20
12	21,8
14	23,41
15	24,17

La parabole coupe le plan d'eau amont en un point A situé à une distance horizontale du talus :  $AB = 0,3 b$ .  
 $AB = 8,82 \text{ m}$

#### IV.5.2 Stabilité de la digue

L'étude de stabilité d'un barrage est fondamentale dans la mesure où elle doit aboutir pour l'essentiel à la définition de la géométrie de l'ouvrage dont les pentes des talus et des principes de drainage à appliquer. Il est évident qu'un barrage mal dimensionné est instable et porte d'une part préjudice à la sécurité des populations, aux exploitations agricoles et aménagements situés à l'aval et d'autre part entraînera sûrement des travaux d'entretien et de reconstruction dont le coût pourrait influer d'une manière négative sur les économies locales.

Schématiquement deux formes d'instabilité mécanique sont à signaler au niveau d'un barrage en remblai à savoir :

- ✓ Le glissement des talus ;
- ✓ L'instabilité mécanique en fondation peu probable car le remblai sollicité moins sa fondation.

L'analyse de la stabilité du barrage consistera en la détermination des actions, combinaisons dont on retient les plus défavorables vis-à-vis du mécanisme de rupture envisagé.

Ici nous étudierons la stabilité vis-à-vis du risque de glissement des talus.

##### VI.5.2.1 Stabilité des talus :

Il existe plusieurs méthodes de calcul de stabilité au glissement, les plus courantes sont les méthodes dites de calcul à la rupture dont la méthode de FELLENIUS, BISHOP, TAYLOR ...etc, nous utiliserons ici pour notre cas la méthode de FELLENIUS dite méthode suédoise car c'est la plus pessimiste.

Dans les calculs, nous considérerons les cas de sollicitation suivants :

- Cas1 : Retenue au niveau normal ;
- Cas 2 : Vidange rapide.

#### IV.5.3) Méthode de FELLENIUS :

Dans cette méthode, la masse réputée instable par rapport à la surface de glissement envisagée est fictivement découpée en (n) tranches verticales juxtaposées de faible épaisseur, chaque tranche (i) est soumise aux forces suivantes :

- Son poids propre  $W_i$  (sol et eau) ;
- Les forces de réaction du sol de composante  $T_i$  (tangentielle) et  $N_i$  (normale) ;
- Les efforts inter-tranches  $F_{i-1}$  et  $F_i$  s'appliquant sur les faces latérales.

Soit  $l_i$  la portion de cercle de glissement interceptée par la tranche d'ordre "i" que nous considérons.

Pour la résolution analytique des équations d'équilibre on suppose que les efforts inter-tranches qui s'appliquent sur les faces latérales s'équilibrent c'est à dire  $F_i = F_{i+1}$ .

Ces efforts sont considérés comme des forces internes par rapport au massif susceptible de glisser.

La verticale menée du centre "O" du cercle de glissement passera au milieu de la première tranche; pour le talus aval, les tranches se trouvant à droite dans le sens du glissement sont numérotées négativement, celles de gauche positivement contrairement au talus amont.

La largeur de la tranche " $b_i$ " est généralement prise égale à  $0,1R$ , avec  $R$  le rayon du cercle de glissement.

L'effort normal résultant de l'action de la tranche sur la portion  $l_i$  se ramène à la composante normale de son poids  $W_i$  à laquelle se soustrait l'action (éventuelle) de la pression interstitielle. La loi de COULOMB stipule dans ces conditions, qu'à la rupture la force de résistance au cisaillement s'exprime pour la tranche  $i$  sous la forme:

$$T_{i, mobilisable} = C_i \cdot l_i + (W_i \cdot \cos(\alpha_i)) - U_i \cdot l_i \cdot \tan(\alpha_i)$$

Où:

- $C_i$ : Cohésion du sol à la surface de rupture;
- $\alpha_i$ : Angle de frottement interne du même sol;

$U_i$ : Pression interstitielle régnant à la base de la tranche;

Le terme  $C_i \cdot l_i$  représente la part due à la cohésion

Le terme  $(W_i \cdot \cos(\alpha_i) - U_i \cdot l_i) \cdot \tan(\alpha_i)$  représente celle due au frottement

Le terme  $W_i \cdot \cos(\alpha_i)$  représente la composante verticale.

Compte tenu de la forme circulaire de la ligne de glissement, on écrit l'équilibre limite global en terme de moments résultants par rapport au centre "O" du cercle de rupture de rayon R.

$$\sum M_{\text{résistant}}^t = K_s \cdot \sum M_{\text{moteur}}^t$$

$K_s$  : Coefficient de sécurité pour le cercle considéré, coefficient qui permet d'apprécier la marge de sécurité existant entre le moment résistant et le moment moteur c'est-à-dire entre l'équilibre limite et l'équilibre actuel.

Or :

$$\sum M_{\text{moteur}}^t = \sum_{i=1}^n R \cdot W_i \cdot \sin(\alpha_i) = R \cdot \sum_{i=1}^n W_i \cdot \sin(\alpha_i)$$

Avec l'équation (1) on obtient :

$$\sum M_{\text{résistant}}^t = \sum_{i=1}^n R \cdot [C_i \cdot l_i + (W_i \cdot \cos(\alpha_i) - U_i \cdot l_i) \cdot \tan(\varphi_i)]$$

On en déduit la valeur de  $K_s$  pour le cercle :

$$K_s = \frac{\sum_{i=1}^n R \cdot [C_i \cdot l_i + (W_i \cdot \cos(\alpha_i) - U_i \cdot l_i) \cdot \tan(\varphi_i)]}{\sum_{i=1}^n R \cdot W_i \cdot \sin(\alpha_i)}$$

$W_i \cdot \sin(\alpha_i)$  : Composante horizontale

Donc le cas de calcul en tenant compte la force de séisme on aura la relation suivante :

$$K_s = \frac{\sum_{i=1}^n R \cdot [C_i \cdot l_i + (W_i \cdot \cos(\alpha_i) - U_i \cdot l_i) \cdot \tan(\varphi_i)]}{\sum_{i=1}^n R \cdot W_i \cdot \sin(\alpha_i) + \sum \frac{a \cdot G_i \cdot d_i}{R}}$$

$G_i$  : Force du séisme ;

$a$  : Accélération fictive due au séisme ;

$d_i$  : bras de levier.

#### IV.6) Détermination du centre de gravité par la méthode de FANDEEV

Pour définir la zone des centres de cercles critiques on procède de la manière suivante :

On trace tout d'abord deux droites dont l'une verticale passe par le milieu du talus, l'autre faisant un angle de  $85^\circ$  avec le talus, puis on trace deux arcs à partir du milieu du talus dont les rayons sont déterminés en fonction des pentes d'après le tableau suivant où H indique la hauteur du barrage en mètres.

**Tableau N°IV 32 : Détermination des rayons des cercles de glissement.**

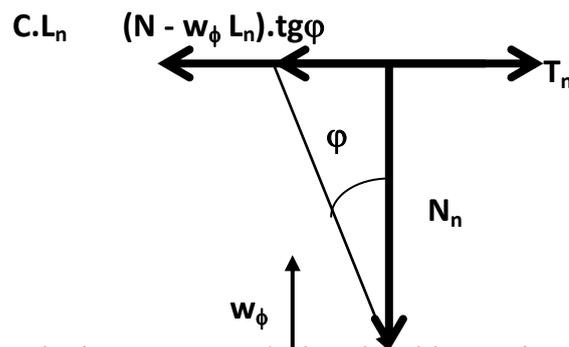
Pentes	1/1	1/2	1/3	1/4	1/5	1/6
$R_{min}/H$	0,75	0,75	1	1,5	2,2	3
$R_{max}/H$	1,5	1,75	2,3	3,75	4,8	5,5

Ensuite, nous disposerons les centres de glissement de manière à ce que les courbes de glissement ne dépassent pas les limites des talus, dont la zone limitée par la courbe de glissement sera divisée en tranches de largeur  $b=0,1R$  où R est le rayon du cercle.

IV.6.1) Discussion sur les valeurs du coefficient de sécurité :

Une fois obtenu le coefficient de sécurité pour un talus, il convient de l'interpréter dans le cadre du cas de charge envisagée.

Ainsi, on admet traditionnellement qu'un coefficient supérieur à 1,5 assure une sécurité suffisante au glissement des talus et cela pour les deux cas de charge, mais il arrive qu'on accepte des coefficients plus petits de l'ordre de 1,2 lorsque des conditions de rupture sévères sont prises en compte telles que la vidange, ou le cas de séisme comme le nôtre.



Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau N°IV.33 : coefficient de sécurité pour différents cas de fonctionnement.**

Cas de sollicitation			Coefficient de sécurité	
			Sans séisme	Avec séisme
En exploitation	Talus aval	R = 53. m	1.52	1.21
		R = 46 m	1.33	1.19
		R = 41 m	1.41	1.21
Vidange rapide	Talus amont	R = 71.71 m	2.66	1.66
		R = 92.36 m	1.72	1.01
		R = 98.3 m	1.53	0.88

Les coefficients admissibles de stabilité :

$$K_{adm} = (1,15 - 1,1) \quad \text{sans séisme}$$

$$K_{adm} = 1,05 \quad \text{avec séisme}$$

On remarque d'après les résultats obtenus que le coefficient de sécurité minimum est supérieur du coefficient admissible ; donc la stabilité du talus est assurée

**Tableau N°IV.34 : les cas de stabilité étudiés.**

	TALUS AMONT		TALUS AVAL	
	Sans séisme	Avec séisme	Sans séisme	Avec séisme
<b>Fonctionnement normal</b>	-	-	1,52	1,21
<b>Vidange rapide</b>	2.66	1,66	-	-

En conclusion l'étude des différents facteurs de sécurité montre que la stabilité est assurée dans tous les cas. Les valeurs de F sont supérieures à 1.5 dans tous les cas sauf les cas avec séismes, qui sont des cas exceptionnels. Néanmoins cette valeur (F=1,05) dénote de la stabilité de la digue même dans ce cas extrême.

Conclusion

La perte de stockage comme le résultat de l'envasement de la retenue peut être remédié par la surélévation de seuil du déversoir qui permet d'avoir un espace supplémentaire de stockage ou de redimensionner l'évacuateur de crue en ajoutant des ouvrages supplémentaires que ce soit un seuil labyrinthe ou un seuil Pk-Weir.

La recherche d'une forme optimale de déversoir qui possède une performance élevée et un faible coût de réalisation a conduit à la conception d'un seuil Pk-Weir.

Cette nouvelle forme de déversoir baptisé Déversoir en Clefs de Piano (P.K.Weir) représente une alternative efficace pour les nouveaux barrages et peut augmenter à faible coût la capacité d'évacuation et/ou le stockage pour notre barrage.

## CHAPITRE V

### MESURES DE CONFORTEMENT ET DE REHABILITATION DES OUVRAGES ANNEXES.

#### **Introduction**

L'objectif en ce qui concerne l'évacuation des crues est de rendre l'aménagement conforme aux pratiques actuelles sur la sécurité vis-à-vis des crues rares.

Ce volet d'étude concerne l'examen des insuffisances de la capacité d'évacuation des crues par l'ouvrage d'évacuation. Une action motivée est principalement motivée par l'événement de la crue d'août 2002, au cours de laquelle le plan d'eau a dépassé de 20 cm la cote du niveau des plus hautes eaux (NPHE) initialement définie par l'étude projet.

#### **V.1 Rappel des caractéristiques du seuil déjà existant**

L'évacuateur des crues est aménagé dans un talweg naturel en rive gauche du barrage. Il est composé d'un chenal excavé long de 136 m, fixé par deux seuils en béton formés par une bêche profonde de 3m pour le seuil amont et de 5 m pour le seuil aval.

Le chenal entre les deux seuils est revêtu. (NNR). La largeur du seuil déversant est de 160 m de long.

Selon les conditions topographiques du site, les solutions pouvant être envisagées pour l'évacuateur de crue sont :

- ✓ La solution du seuil Labyrinthe ;
- ✓ La solution seuils touche de piano PK-Weir.

Ce qui la différence est le fait que la structure du seuil labyrinthe nécessite beaucoup de place et, de ce fait, ne peut pas, par exemple, être construite au sommet d'un barrage poids. Elle devient également coûteuse pour des très grands débits par suite de la grande hauteur des murs et des efforts très importants que ceux-ci subissent sous la poussée de l'eau.

Pour pallier aux inconvénients rappelés ci-dessus, des études et des essais sur modèles réduits ont été menés depuis 5 ans sur un dispositif en labyrinthe permettant de réduire l'encombrement, de diminuer la hauteur des murs et d'améliorer le rendement hydraulique. Les formes étudiées ont conduit également à des économies de matériaux.

Ce dispositif comprend soit deux porte-à-faux, l'un à l'amont, l'autre à l'aval, généralement symétriques (P.K.Weir type A), ou un seul porte-à-faux amont de plus grande longueur

(P.K.Weir type B). Une partie des radiers est inclinée et la forme en plan est rectangulaire, d'où son aspect « en touches de piano ». (Machiels, Ercicum , **2009**).

#### V.1.1 Variante PK- Weir

Dans le cadre de la mise à niveau des capacités d'évacuation et de stockage d'ouvrages, l'utilisation des déversoirs en touches de piano (Pk-Weir) peut se révéler être une alternative intéressante pour augmenter la débitante d'un seuil libre sans modifier l'emprise de l'ouvrage et le niveau de retenue avant le déversement, ou encore pour accroître le niveau de retenue avant déversement en conservant l'emprise de l'ouvrage et son niveau de sécurité.

Sur la base des essais préliminaires sur des modèles réduits physiques de forme géométrique du P.K Weir a été définie par :

- ✓ Une disposition rectangulaire des alvéoles semblables aux formes de touches de piano, ce qui explique leur nom (P.K Weir) ;
- ✓ Des structures perpendiculaires à l'écoulement inclinées, ce qui améliore l'écoulement en particulier pour les forts débits ;
- ✓ Les radiers inclinés des alvéoles amont et aval favorisent l'utilisation des porte-à-faux, ce qui permet de réduire l'emprise de la base et autorise leur utilisation pour des évacuateurs de barrage-poids.

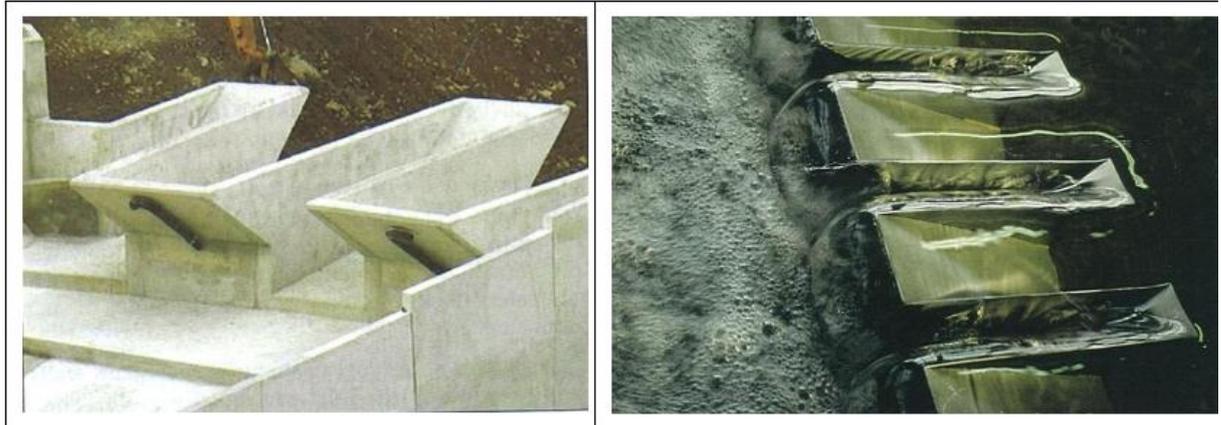


Figure V.1 Exemples de Pk-Weir (HydroCoop, 2013)

V.1.2 Etude de la solution PK.Weir

V.1.2.1 Laminage des crues

Le calcul du laminage des crues permet de réduire les dimensions et le coût de l'ouvrage d'évacuation sans affecter la sécurité globale de l'aménagement, ce type de calcul optimise la capacité de stockage temporaire de la retenue et le débit progressif de déversement en fonction de l'apport entrant de la crue, cette relation peut être formulée comme suit (B.BENLAOUKLI et B.TOUAIBIA, 2004):

$$Q_{dt} = q_{dt} + Sdh \dots\dots\dots(V.1)$$

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 cumulé à l'instant t est :

$$Q - q = S \cdot \frac{dh}{t} \dots\dots\dots(V.2)$$

où :

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

Il existe plusieurs procédés de laminage, j'opterai pour la méthode de Hildenblat pour sa facilité d'application.

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

- Hydrogramme de crue fréquentiel :  $Q_{p\%}=f(t)$ .

- Courbe des volumes d'eau dans la retenue :  $V=f(H)$
- Courbe des variations d'eau dans la retenue au-dessus du niveau normal de la retenue.

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

$$q_{\max, p\%} = 0.85Q_{\%} \cdot \left(1 - \frac{V_F}{V_{cp\%}}\right)$$

avec ,

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

$V_f$  : Volume déversant de sécurité ou volume forcé.

D'après la relation de Kotcherine

$$V_F = (0,05 \div 0,2)V_{cp\%}$$

Les données obtenues au niveau de l'agence nationale des barrages et transferts sont résumées dans le tableau suivant :

$V_{NNR}$	41,33 $Mm^3$
$V_U$	24,83 $Mm^3$
$V_F$	7,86 $Mm^3$

ainsi on aura :

$$V_{NPHE} = V_f + V_u + V_{NNR} = 7,86 + 24,83 + 41,33 = 74,02m^3$$

$$q_{\max P\%} = 0.85 * 2764 * \left(1 - \frac{7,86}{78,6}\right) = 2114,46m^3/s$$

On a pour  $V_{NNR} = 41,33Mm^3 \rightarrow NNR=940m$

$V_{NPHE} = 74,02m^3 \rightarrow NPHE=942,5m$

En déduit que :

$$H_d = NPHE - NNR = 942,5 - 940 = 2,5m$$

Calcul de la largeur de l'évacuateur de crue :

On choisira un coefficient de débit en fonction de la lame déversante qui correspond à un coefficient moyen entre le coefficient de Lempérière (2000)

et le coefficient de Machiels suivant le tableau suivant :

**Tableau N° V.1 : coefficients suivant les hauteurs déversantes de Lempérière et Machiels (2006)**

	Coefficient de débitance	Débitance par longueur de module W (m <sup>3</sup> /s/W)
	Type A	
	Pm (m)	
Lame déversante (m)	3.3	
0.2	3.71	1.5
0.4	2.58	2.9
0.6	2.09	4.3
0.8	1.79	5.7
1.0	1.60	7.1
1.2	1.45	8.5
1.4	1.34	9.8
1.6	1.25	11.2
1.8	1.17	12.6
2.0	1.11	13.9
2.1	1.08	14.6
2.2	1.06	15.3
2.3	1.03	16.0
2.4	1.01	16.6
2.5	0.99	17.3
2.6	0.97	18.0
2.7	0.95	18.7
2.9	0.92	20.0
3.1	0.88	21.4
3.3	0.86	22.7
3.5	0.83	24.1
3.7	0.81	25.4
3.9	0.78	26.8
4.1	0.76	28.1
4.2	0.75	28.8
4.3	0.75	29.4

Ainsi on prendra m= 0,99

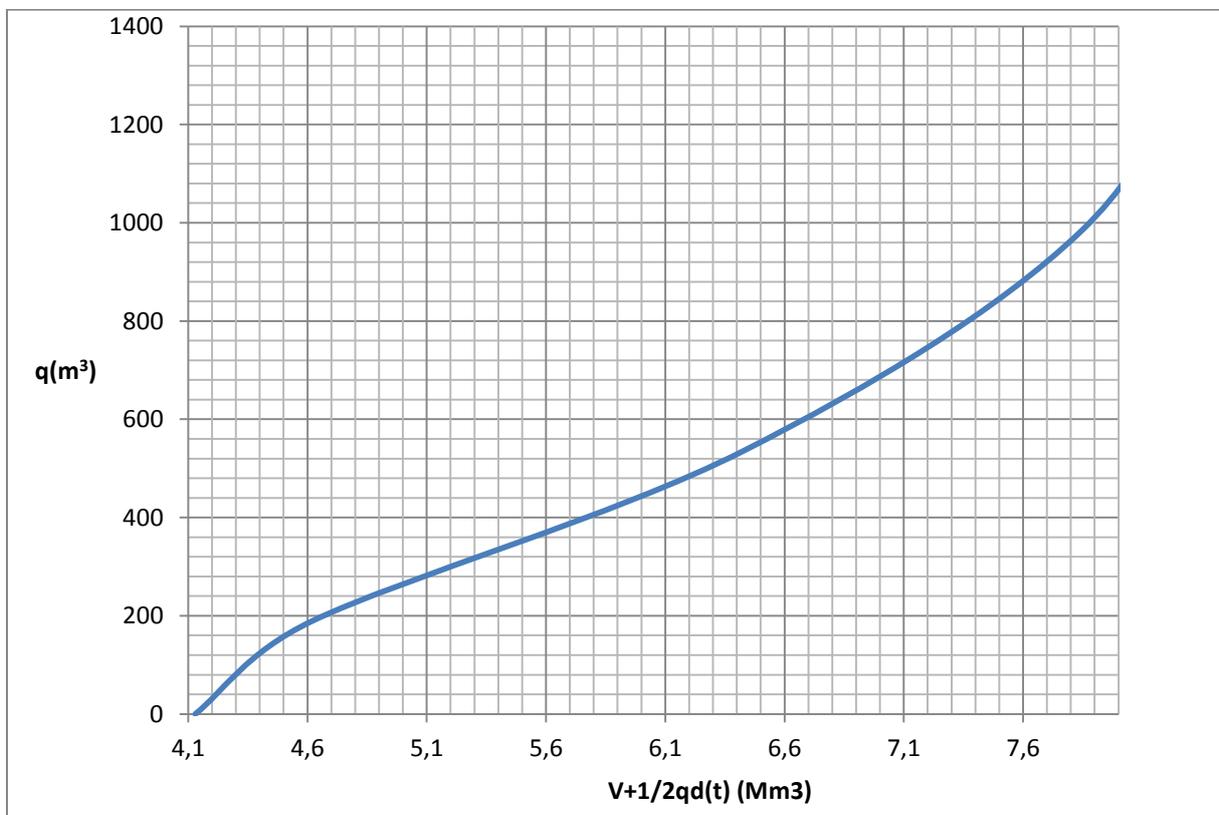
$$q = mbh_d^{\frac{3}{2}}\sqrt{2g} \rightarrow b = \frac{q}{mh_d^{\frac{3}{2}}\sqrt{2g}} = \frac{2114,46}{0,99 \cdot 2,5^{\frac{3}{2}} \sqrt{2 \cdot 9,81}} = 121,98 \text{ m}$$

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

$$q = f(V + q \Delta t) \dots\dots\dots(V.3)$$

**Tableau N° V.2 : Volumes et débits déversant**

$H_d + N$	$H_d$	$q$ (m <sup>3</sup> /s)	$1/2 \quad qd(t)$ (Mm3)	$V$ (Mm3)	$V+1/2 \quad qdt$ (Mm3)
940	0	0	0	4,13	4,13
940,5	0,5	189,12278	0,18912278	4,43	4,61912278
941	1	534,92	0,53492	5,89	6,42492
941,5	1,5	982,71079	0,98271079	6,86	7,84271079
942	2	1512,98224	1,51298224	7,02	8,53298224
942,5	2,5	2114,45696	2,11445696	7,4	9,51445696



FigureV.2: Courbe des débits déversant.

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

- a)  $Q=f(t)$
- b)  $V=f(H)$
- c)  $V= f(V+1/2q\Delta t)$

Le tableau suivant représenté les résultats de laminage par la méthode

**Tableau N° V.3 : Calcul du Laminage de la crue par la méthode de Hildenblat**

temps	Q(m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>moy</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>moy</sub> -q	(Q <sub>moy</sub> -q)dt	V+1/2qdt	q(m <sup>3</sup> /s)
0	0	124,475	124,475	0,24895	4,7	0
1	248,95	284,36	284,22	0,56844	4,94895	0,14
2	319,77	359,6	359,36	0,71872	5,51739	0,24
3	399,43	443,69	433,03	0,86606	6,23611	10,66
4	487,95	536,635	528,635	1,05727	7,10217	8
5	585,32	638,43	621,93	1,24386	8,15944	16,5
6	691,54	749,075	721,045	1,44209	8,15944	28,03
7	806,61	868,575	825,225	1,65045	9,60153	43,35
8	930,54	996,925	933,425	1,86685	11,25198	63,5
9	1063,31	1134,125	984,125	1,96825	13,11883	150
10	1204,94	1280,18	1060,18	2,12036	15,08708	220
11	1355,42	1435,085	1085,085	2,17017	17,20744	350
12	1514,75	1598,845	1018,845	2,03769	19,37761	580
13	1682,94	1771,455	961,455	1,92291	21,4153	810
14	1859,97	1952,915	1002,915	2,00583	23,33821	950
15	2045,86	2143,23	1042,75	2,0855	25,34404	1100,48
16	2240,6	2342,395	1153,505	2,30701	27,42954	1188,89
17	2444,19	2589,095	1279,095	2,55819	29,73655	1310
18	2734	2722,965	1436,965	2,87393	32,29474	1286
19	2711,93	2632,19	1402,19	2,80438	35,16867	1230
20	2552,45	2475,895	1375,895	2,75179	37,97305	1100
21	2399,34	2325,915	1375,915	2,75183	40,72484	950
22	2252,49	2182,12	1322,12	2,64424	43,47667	860
23	2111,75	2044,375	1359,375	2,71875	46,12091	685
24	1977	1912,55	1352,55	2,7051	48,83966	560
25	1848,1	1786,52	1306,52	2,61304	51,54476	480
26	1724,94	1666,155	1356,155	2,71231	54,1578	310
27	1607,37	1551,32	1366,32	2,73264	56,87011	185
28	1495,27	1441,89	1361,89	2,72378	59,60275	80
29	1388,51	1337,73	1272,73	2,54546	62,32653	65
30	1286,95	1238,71	1188,5	2,377	64,87199	50,21
31	1190,47	1144,705	1097,075	2,19415	67,24899	47,63
32	1098,94	1055,58	1007,23	2,01446	69,44314	48,35
33	1012,22	971,205	925,425	1,85085	71,4576	45,78
34	930,19	891,455	854,455	1,70891	73,30845	37
35	852,72	816,195	785,695	1,57139	75,01736	30,5
36	779,67	745,29	718,29	1,43658	76,58875	27
37	710,91	678,62	654,94	1,30988	78,02533	23,68
38	646,33	616,05	594,16	1,18832	79,33521	21,89
39	585,77	557,45	537,82	1,07564	80,52353	19,63
40	529,13	502,69	484,55	0,9691	81,59917	18,14
41	476,25	451,64	434,08	0,86816	82,56827	17,56
42	427,03	404,175	387,145	0,77429	83,43643	17,03
43	381,32	360,155	344,155	0,68831	84,21072	16

44	338,99	319,45	303,6	0,6072	84,89903	15,85
45	299,91	281,935	266,415	0,53283	85,50623	15,52
46	263,96	247,485	232,485	0,46497	86,03906	15
47	231,01	215,965	201,145	0,40229	86,50403	14,82
48	200,92	187,24	173	0,346	86,90632	14,24
49	173,56	161,18	147,15	0,2943	87,25232	14,03
50	148,8	137,66	124,01	0,24802	87,54662	13,65
51	126,52	116,555	102,975	0,20595	87,79464	13,58
52	106,59	97,725	84,655	0,16931	88,00059	13,07
53	88,86	81,04	69,04	0,13808	88,1699	12
54	73,22	66,375	55,515	0,11103	88,30798	10,86
55	59,53	53,595	46,895	0,09379	88,41901	6,7
56	47,66	42,57	36,99	0,07398	88,5128	5,58
57	37,48	33,175	27,705	0,05541	88,58678	5,47
58	28,87	25,28	19,93	0,03986	88,64219	5,35
59	21,69	18,75	13,47	0,02694	88,68205	5,28
60	15,81	13,455	8,455	0,01691	88,70899	5
61	11,1	9,27	4,51	0,00902	88,7259	4,76
62	7,44	5,96	1,41	0,00282	88,73492	4,55
63	4,48	3,595	-0,805	-0,00161	88,73774	4,4
64	2,71	2,045	-2,205	-0,00441	88,73613	4,25
65	1,38	0,98	-3,05	-0,0061	88,73172	4,03
66	0,58	0,375	-3,445	-0,00689	88,72562	3,82
67	0,17	0,095	-3,475	-0,00695	88,71873	3,57
68	0,02	3,73	0,28	0,00056	88,71178	3,45
69	7,44	5,96	2,61	0,00522	88,71234	3,35
70	4,48	3,595	0,385	0,00077	88,71756	3,21
71	2,71	2,045	-0,755	-0,00151	88,71833	2,8
72	1,38	0,98	-1,52	-0,00304	88,71682	2,5
73	0,58	0,375	-1,855	-0,00371	88,71378	2,23
74	0,17	0,095	-1,805	-0,00361	88,71007	1,9
75	0,02	0,01	-1,72	-0,00344	88,70646	1,73
76	0	0	-1,5	-0,003	88,70302	1,5
77	0	0	-1,37	-0,00274	88,70002	1,37
78	0	0	-1,2	-0,0024	88,69728	1,2
79	0	0	-1,07	-0,00214	88,69488	1,07
80	0	0	-0,95	-0,0019	88,69274	0,95
81	0	0	-0,8	-0,0016	88,69084	0,8
82	0	0	-0,73	-0,00146	88,68924	0,73
83	0	0	-0,62	-0,00124	88,68778	0,62
84	0	0	-0,59	-0,00118	88,68654	0,59
85	0	0	-0,5	-0,001	88,68536	0,5
86	0	0	-0,4	-0,0008	88,68436	0,4
87	0	0	-0,35	-0,0007	88,68356	0,35
88	0	0	-0,31	-0,00062	88,68286	0,31

89	0	0	-0,26	-0,00052	88,68224	0,26
90	0	0	-0,21	-0,00042	88,68172	0,21
91	0	0	-0,2	-0,0004	88,6813	0,2
92	0	0	-0,17	-0,00034	88,6809	0,17
93	0	0	-0,16	-0,00032	88,68056	0,16
94	0	0	-0,15	-0,0003	88,68024	0,15
95	0	0	-0,14	-0,00028	88,67994	0,14
96	0	0	-0,13	-0,00026	88,67966	0,13
97	0	0	-0,12	-0,00024	88,6794	0,12
98	0	0	-0,11	-0,00022	88,67916	0,11
99	0	0	-0,1	-0,0002	88,67894	0,1
100	0	0	-0,08	-0,00016	88,67874	0,08
101	0	0	-0,08	-0,00016	88,67858	0,08
102	0	0	-0,07	-0,00014	88,67842	0,07
103	0	0	-0,06	-0,00012	88,67828	0,06
104	0	0	-0,05	-0,0001	88,67816	0,05
105	0	0	-0,04	-0,00008	88,67806	0,04
106	0	0	-0,04	-0,00008	88,67798	0,04
107	0	0	-0,03	-0,00006	88,6779	0,03
108	0	0	-0,03	-0,00006	88,67784	0,03
109	0	0	-0,02	-0,00004	88,67778	0,02
110	0	0	-0,02	-0,00004	88,67774	0,02
111	0	0	-0,02	-0,00004	88,6777	0,02
112	0	0	-0,02	-0,00004	88,67766	0,02
113	0	0	-0,01	-0,00002	88,67762	0,01
114	0	0	-0,01	-0,00002	88,6776	0,01
115	0	0	-0,01	-0,00002	88,67758	0,01
116	0	0	-0,01	-0,00002	88,67756	0,01
117	0	0	-0,01	-0,00002	88,67754	0,01
118	0	0	-0,01	-0,00002	88,67752	0,01
119	0	0	-0,01	-0,00002	88,6775	0,01
120	0	0	-0,01	-0,00002	88,67748	0,01
121	0	0	0	0	88,67746	0

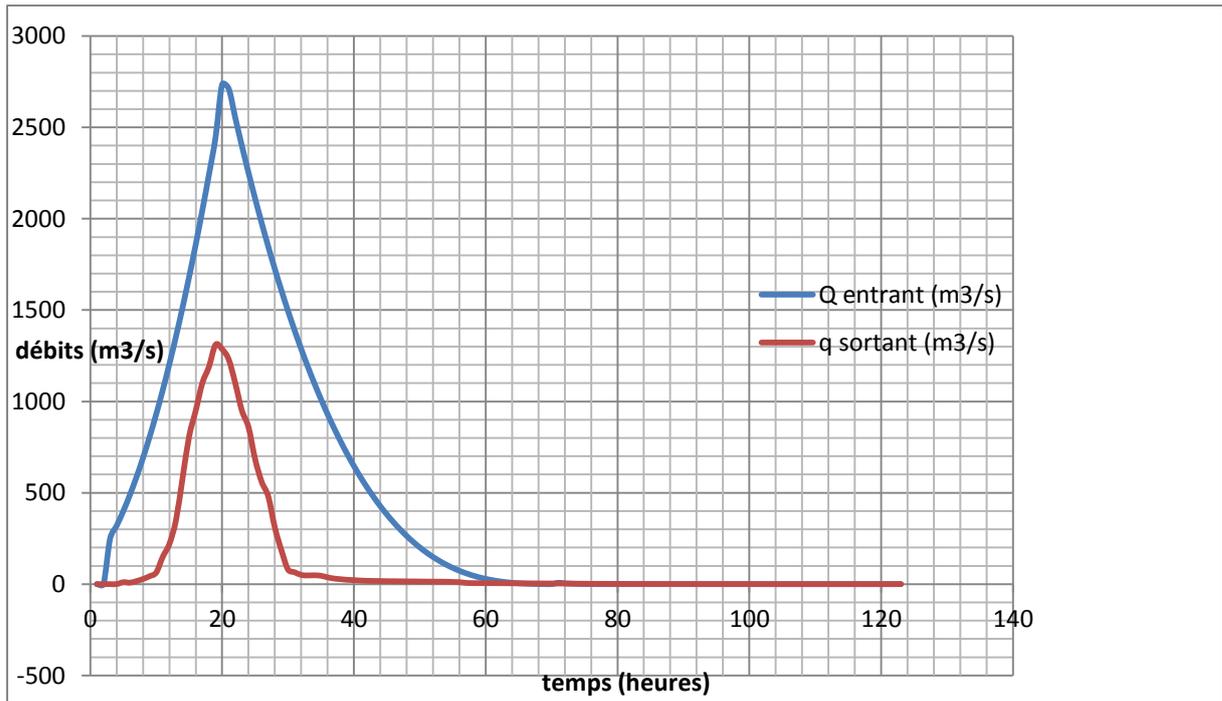


Figure V.3 : Hydrogramme des débits entrants et sortants.

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

- La charge déversant :  $h_d = 2,5 \text{ m}$
- La Largeur du déversoir :  $b_d = 121,98 \text{ m}$
- débit de la crue max pour fréquence 0,1% :  $Q_{max0.1\%} = 2734 \text{ m}^3/\text{s}$
- débit de la crue max déversant pour fréquence 0,1% ;  $q_{max0.1\%} = 1310 \text{ m}^3/\text{s}$

On a eu aussi besoin de la courbe capacité-hauteur (Chap IV, Page 59)

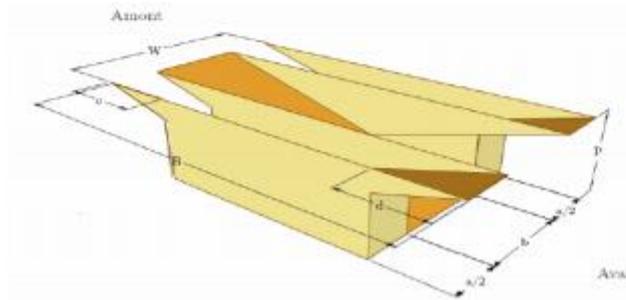
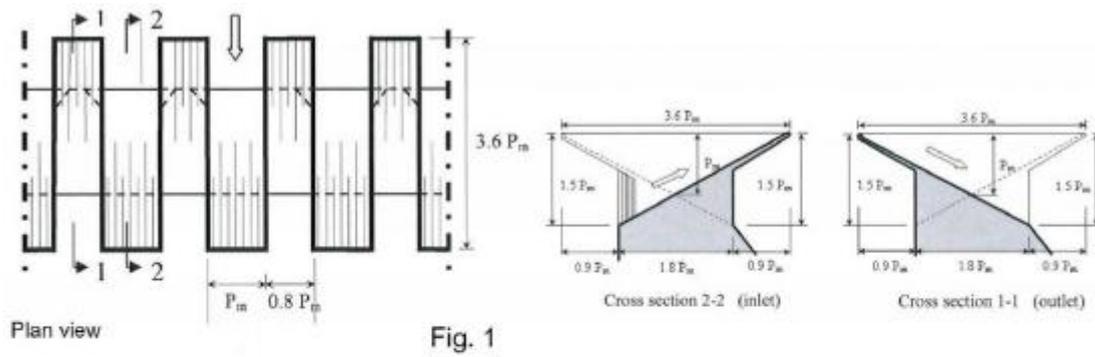
- **Tableau N° V.4 : Valeurs de la capacité et de la superficie suivant les élévations**

Élévation (m NGA)	Superficie (Km²)	Capacité (Hm³)
904	0	0
910	2,14	0,042
912	5,44	0,118
914	13,31	0,305
916	22,25	0,661
918	34,78	1,232
920	51,24	2,092
922	73,55	3,34
924	99,89	5,074
926	132,39	7,397
928	156,36	10,286
930	187,96	13,732

932	224,47	17,856
934	263,92	22,163
936	299,59	27,598
938	337,49	34,168
940	378,87	41,332
942	424,24	49,363
944	472,78	58,333
946	523,04	68,292
948	576,65	79,289
950	649,79	91,553

V.1.2.2 Dimensionnement du PK.Weir

D’après Lempérière, la géométrie générale de pré-dimensionnement d’un PK.Weir Type A est la suivante :



avec :

$P_m$  : profondeur du module ;

$H = 1,5P_m$  : Hauteur totale du module ;

$a = 0,8 P_m$  : largeur des alvéoles « outlet » ;

$b = P_m$  ; largeur des alvéoles « inlet » ;

$c = 0,9P_m$  : Porte à faux amont ;

$d = 0,9P_m$  : Porte à faux aval ;

$B = 3,6P_m$  : Emprise amont-aval ;

$W = a + b = 1,8P_m$  : Longueur droite d'un module ;

$L = a + b + 2*B = 1,8P_m + 2*3,6P_m = 9P_m$  ;

Rapport  $L/W = 5$ ;

Rapport  $W/H = 1,2$ .

Voici le **tableau N° V.5 : Pré-dimensionnement du module Type A** :

P <sub>m</sub>	2,5	3,33	4,5
PHE/P <sub>m</sub>	1,0	0,8	0,6
H	3,75	5	6,75
B	9,0	12,0	16,2
a	2,5	3,3	4,5
b	2,0	2,7	3,6
W	4,5	6,0	8,1
c	2,3	3,0	4,1
d	2,3	3,0	4,1
L	22,5	30,0	40,5
L/W	5	5	5
W/H	1,2	1,2	1,2

On se basera dans le cadre de ce dimensionnement sur l'hypothèse de Lemprière (2000) de considérer une profondeur de module (P<sub>m</sub>) au minimum égale à la lame d'eau de projet NPHE soit donc 2,5 m et pour une raison de sécurité nous prendrons une lame d'eau supérieure égale à 3,33 m

Ainsi nous obtiendrons les valeurs de pré-dimensionnement suivantes :

P <sub>m</sub>	3,33
PHE/PM	0,8
H	5
B	12,0
a	3,3
b	2,7
W	6,0
c	3,0
d	3,0
L	30,0

L/W	5
W/H	1,2

La figure V. 6 montre le principe de module pour O.Machiels et Lempérière (O.Machiels, 2009)

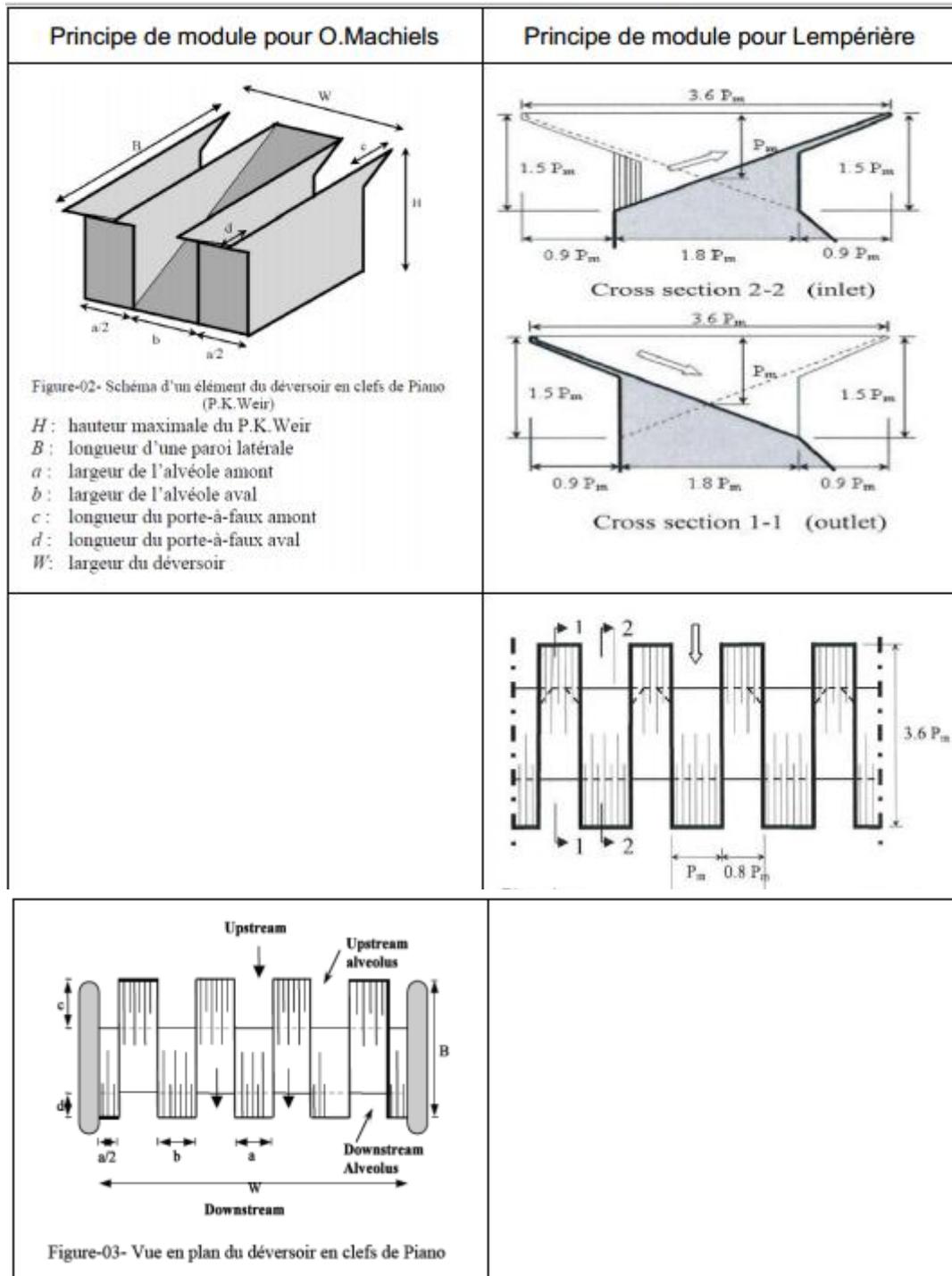


Figure V.6 : Principe de module pour O.Machiels et Lempérière (2006)

Si B est la largeur du seuil déversant soit donc 160 m, la largeur efficace  $B_e$  est égale :

$$B_e = B - 2K_p H$$

Avec:

$K_p = 0,05$  pour les piles latérales ;

$K_p = 0,025$  pour la pile centrale ;

Soit une moyenne de  $0,0375$  et  $H = 3,33$  m (lame déversante du PHE).

La largeur efficace est donc :

$$B_e = 160 - 2 * 0,0375 * 3,33 = 159,75 \text{ m.}$$

#### V.1.2.3 Recalibrage du chenal d'écoulement

Le tracé du chenal doit être aussi rectiligne que possible avec une faible pente (inférieur à la pente critique) pour que le régime y soit fluvial

La longueur du chenal est égale à 530 m

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

- profondeur critique :

Ou :

Q : débit de projet lamine ( $Q = 1310 \text{ m}^3/\text{s}$ );

b : la largeur de déversoir.

A.N :

- pente critique :

La pente critique se détermine par la formule de Manning

Avec :

RH : rayon hydraulique en [m];

I : pente en [m/m];

S : section mouillée;

K : coefficient de Manning –Strickler ( $K = 40$ )

Pour une section rectangulaire

A.N :

$I_{Cr} = 0.05\% > 0.02\%$ , donc la condition est vérifiée

On doit donc abaisser le chenal d'évacuation.

### Conclusion

Le déversoir en clés de piano (P.K.Weir) représente une solution efficace pour l'accroissement de la capacité de stockage et/ou la capacité d'évacuation des crues de notre barrage. Il peut être une solution économique pour les évacuateurs de crues des nouveaux barrages. Ce nouveau type de déversoir se caractérise par :

- ✓ Sa simple configuration géométrique qui permet l'utilisation des éléments préfabriqués.
- ✓ Son fonctionnement est similaire aux déversoirs à écoulement libre mais beaucoup plus efficace.
- ✓ Multiplie au moins par quatre le débit spécifique d'un déversoir standard.
- ✓ Permet l'évacuation des débits spécifiques jusqu'à 100 m<sup>3</sup>/s/m.
- ✓ Réduit considérablement le coût de la plupart des nouveaux barrages et garanti leur sécurité.
- ✓ Améliorer la prévention des crues.

## CHAPITRE VI :

### ORGANISATION DES TRAVAUX DE CHANTIERS

#### **Introduction :**

L'organisation de chantier a pour but de réaliser des projets dans des délais courts et à moindres coûts.

L'organisation de chantier consiste à utiliser la main-d'œuvre d'une façon économique, ainsi que les autres moyens mis en œuvre pour gérer le chantier.

Afin d'atteindre ces objectifs, il est impératif de :

- Définir avec précision les méthodes d'exécution, les modes opératoires permettant la mise en pratique des techniques modernes de construction avec un haut rendement ;
- Repartir et coordonner les tâches par la contraction d'une main-d'œuvre spécialisée ;
- Structurer convenablement les postes de travail stabilisés pour lesquels, on adopter une mécanisation de plus en plus poussée ;
- Arrêter en quantité et en qualité le personnel à employer, le coût de la main-d'œuvre ayant une influence importante sur le prix de revient ;

#### **VI.1 Travaux préparatoires et installation de l'entreprise**

L'implantation d'un chantier nécessite un terrain en dégagant de larges espaces autour de l'entreprise de la prise d'eau, afin de ménager les divers aires de stockages et des pistes de circulation d'engins, suivie de leur occupation progressive par les locaux, engins, poste fixes de travail, donc on peut distinguer les installations suivantes (B.BENLAOUKLI, Janvier 2004):

##### VI.1.1 Installations destinées au personnel :

En générale, sont les dortoirs ; les réfectoires, les installations sanitaires et les bureaux de chantier.

##### VI.1.2 Installations destinées au stockage des matériaux

Pour les ciments nous utilisons soit des silos métalliques, soit des baraquements en bois ou en métal, les agrégats stockés peuvent être en plein air, on doit seulement prévoir un croisement entre les différents types d'agrégats, pour éviter leur mélange et ce fait faciliter le dosage du béton, et les aciers, on doit les protéger dans des endroits de forte humidité (baraquement, hangars .....).

#### VI.1.3 Installations destinées à la réparation des engins

En général, les grosses réparations ne se font pas sur le chantier lui-même, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment bien équipé pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

#### VI.1.4 Installation destinées pour la préfabrication

Pour cette installation, elle est constituée des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites, murettes...etc.

#### VI.1.5 Moyens de chantier

Pour l'exécution des travaux de terrassement, divers engins sont utilisés suivant la nature des travaux à accomplir :

**1.** Pour le compactage qui consiste en une augmentation artificielle de la densité d'un sol par des moyens mécaniques on a les engins généralement utilisés ci-après :

- a) les compacteurs à pneus ;
- b) les rouleaux à pieds dameurs pour le compactage des sols fins ;
- c) les rouleaux vibrants lisses pour les sols granulaires et rocheux

**2.** En ce qui concerne le prélèvement et le transport des matériaux, les deux moyens couramment utilisés sont :

- a) la décapeuse automotrice (motor scraper) ;
- b) la pelle hydraulique associée à des camions favorisant ainsi le mélange de plusieurs horizons et est plus adapté lorsque la zone d'emprunt est éloigné du barrage ou à un relief très marqué.

La méthode de construction du noyau en argile se fait suivant la manière classique (terrassement et compactage) en respectant les normes ou exigences de règles d'humidité optimale et densité maximale.

## **VI.2 Planification**

## VI.2.1 Définition :

C'est une méthode dont dispose le cadre pour rendre son travail efficace, elle consiste en :

- a) Installation des postes de travail ;
- b) Observations instantanées ;
- c) Analyse des tâches ;
- d) Chronométrage ;
- e) Définition des objectifs et des attributions ;
- f) Simplification des méthodes ;
  - Stabilisation des postes de travail.

## VI.2.2 Techniques de la planification :

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau ;
- Méthodes basées sur le graphique.

## VI.2.2.1 méthodes basées sur le réseau :

## a) Définition du réseau :

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et la durée de réalisation. On distingue deux types de réseaux :

## ➤ Réseau à flèches :

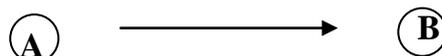
L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



L'opération **A** précède l'opération **B**

## ➤ Réseau à nœuds :

L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches



L'opération (**B**) ne peut commencer que si l'opération (**A**) est complètement achevée.

b) Construction du réseau :

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les six (6) opérations suivantes :

- **Etablissement d'une liste des tâches :**

Il s'agit dans cette première phase de procéder à un inventaire très précis et détaillé de toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet.

**❑ détermination des tâches antérieures :**

Après avoir dressé la liste des tâches à effectuer, il n'est pas toujours facile de construire un réseau car il n'est pas aisé de dire si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes.

- ❑ Construction des graphes partiels :
- ❑ Regroupement des graphes partiels :
- ❑ Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage :
- ❑ Construction du réseau.

c) Différentes méthodes basées sur le réseau :

1) Méthode C.P.M (*Critical Path Method*)

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

- 1<sup>ère</sup> phase :** l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré ;
- 2<sup>ème</sup> phase :** analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour pour jour, selon l'unité de temps retenue ;
- 3<sup>ème</sup> phase :** adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

2) Méthode P.E.R.T (*Program Evaluation and Review Technic*):

C'est-à-dire technique d'ordonnancement des tâches et contrôle des programmes, c'est une méthode consistant à mettre en ordre sous forme de réseau plusieurs tâches qui grâce à leur chronologie et leur dépendance concourent toutes à l'obtention d'un produit fini.

3) Méthode P.D.M (*Procedure Diagram Method*):

C'est une méthode basée sur le réseau à nœuds et développe trois (3) relations à savoir :

- Commencement de l'opération (A) et (B) ;
- Finition de l'opération (A) et commencement de (B) ;
- Finition de l'opération (A) et finition de l'opération (B).

VI.2.2.2 Méthodes basées sur le graphique :

a) Méthode linéaire (ligne of balance technique):

Cette méthode est destinée à la planification des projets de construction dont les travaux son répétitifs.

b) Méthode à barres :

Cette technique consiste à déterminer deux réseaux et un diagramme à barres (plan de travail)

- Etapes de la planification

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend des étapes suivantes

- Collection des informations

L'établissement d'une synthèse d'analyse des informations acquises par des études comparatives permet l'usage correct du plan de réalisation de notre projet.

- Décomposition du projet

C'est une partie importante car chaque projet peut être analysé de diverses manières ; nous attribuons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels.

- Relations entre les tâches

Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation; l'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.

- Choix de la méthode de calcul

Le choix de la méthode de calcul repose essentiellement sur le type d'ouvrage à construire. Il est préférable dans le cas où les opérations se suivent comme dans notre cas d'opter pour la méthode **C.P.M**

VI.2.3 les paramètres de la méthode C.P.M :

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

<b>DCP</b>	<b>TR</b>
<b>DFP</b>	<b>DCPP</b>
<b>DFPP</b>	<b>MT</b>

avec ,

TR : temps de réalisation ;

DCP : date de commencement au plus tôt ;

DCPP : date de commencement au plus tard ;

DFP : date de finition au plus tôt ;

DFPP : date de finition au plus tard ;

MT : marge totale.

et :

$$\begin{cases} \mathbf{DFP = DCP + TR} \\ \mathbf{DCPP = DFPP - TR} \end{cases}$$

#### VI.2.3.1 Chemin critique (C.C) :

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$\mathbf{C.C} \Leftrightarrow \begin{cases} \mathbf{MT = 0} \\ \mathbf{\sum TR_{C.C} = D.T.P} \end{cases}$$

#### VI.2.3.2 Attribution des durées de chaque opération :

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

- Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ;
- Dimensions du projet.

En utilisant les normes **C.N.A.T**, on pourra appliquer la formule suivante:

$$T = \frac{Q.N}{n}$$

Avec :

$$\begin{cases} Q = \text{Quantité de travail} \\ N = \text{Rendement} \\ n = \text{Nombre d'équipes} \end{cases}$$

#### VI.2.4 Plannings des travaux

Il existe trois types de plan de travail :

##### VI.2.4.1 plan de travail au plus tôt :

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tôt, l'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est riche en moyens et travaille sur plusieurs chantiers.

#### VI.2.4.2 plan de travail au plus tard : (PTPP)

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tard ; les tâches ne sont pas retardées, l'entreprise opte pour ce type de planning quand ses moyens sont limités (plus économique).

#### VI.2.4.3 plan de travail intermédiaire :

Les opérations commencent à une date intermédiaire, entre date au plus tôt et date au plus tard ; l'entreprise opte pour ce type de planning quand elle est riche et travaille sur un seul chantier (moyens parfaits).

#### VI.3 délai de construction et programme des travaux :

Le délai de construction de l'ouvrage est déterminé en tenant compte du temps de réalisation de chacune des opérations qui le composent, tout en sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement. La bonne exécution de ces travaux suppose une bonne planification des différentes tâches c'est-à-dire une recherche constante de la meilleure façon d'utilisation à bon escient de la main d'œuvre et les autres moyens mécaniques pour assurer l'efficacité de l'action entreprise moyennant le respect de certaines exigences dont entre autres :

- le déroulement du travail dans un ordre correct c'est-à-dire une bonne succession des opérations ;
- le respect des délais de réalisation pour chaque opération
- faire le travail le plus économiquement possible.

Ainsi, cette rationalisation des travaux est tributaire de certaines conditions à savoir la mécanisation maximale des travaux, disponibilité d'un matériel de construction de haut rendement asservi par du personnel qualifié ; bon état du réseau routier servant à l'exécution des opérations de transport; la combinaison dans le temps de différents travaux sur plusieurs fronts sans en pénaliser leur bonne réalisation.

#### VI.4 Symboles des différentes opérations :

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

#### **Tableau N° VI.1 : Symboles des opérations**

<b>Taches d'exécution (travaux)</b>	<b>Opérations</b>	<b>Durée (mois)</b>
Travaux routiers	A	2
Installation de chantier	B	3
Pré batardeau	C	2
Tunnel de dérivation	D	4
Batardeau	E	6
Mesure des piézomètres	F	3
Mesure des fuites et mesure d'auscultation	G	9
Excavation de l'évacuateur de crue	H	3
Construction des PK-Weir	I	8
Recalibrage du chenal d'écoulement	J	2
Puits des vannes	K	1
Embouchure vidange	L	1
conduites	M	2
Travaux de finition	N	4

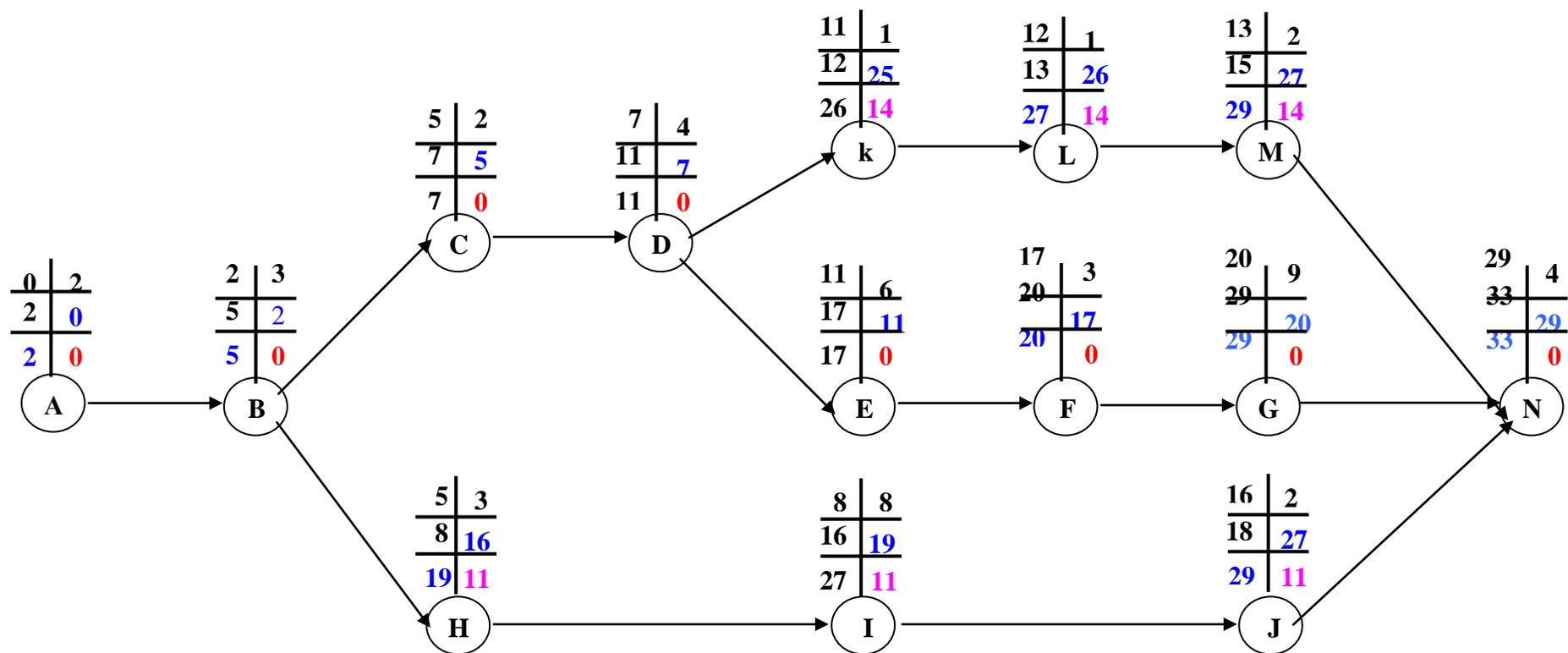


Figure VI.1: Organisation du réseau à nœuds

VI.5 Détermination des chemins critiques

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0). Ainsi on obtient les résultats consignés dans le tableau suivant :

**Tableau N° VI.2 : Détermination des chemins critiques**

Opération	TR	D.P		D.F.P		M.T
		D.C.P	D.F.P	D.C.P.P	D.F.P.P	
<b>A</b>	2	0	2	0	2	0
<b>B</b>	3	2	5	2	5	0
<b>C</b>	2	5	7	5	7	0
<b>D</b>	4	7	11	7	11	0
<b>E</b>	6	11	17	11	17	0
<b>F</b>	3	17	20	17	20	0
<b>G</b>	9	20	29	20	29	0
<b>H</b>	3	5	8	16	19	11
<b>I</b>	8	8	16	19	27	11
<b>J</b>	2	16	18	27	29	11
<b>K</b>	1	11	12	25	26	14
<b>L</b>	1	12	13	26	27	14
<b>M</b>	2	13	15	27	29	14
<b>N</b>	4	29	33	29	<b>33</b>	0

D'après le chemin critique, le temps de réalisation égale à **33** mois.

Tableau N° VI.3 : Planning de GANTT (1910) des travaux pour la réalisation du barrage de Babar

Taches d'exécution (Travaux)		CALENDRIER											
		1 <sup>ère</sup> année				2 <sup>ème</sup> année				3 <sup>ème</sup> année			
		T1	T2	T3	T4	T1	T2	T3	T4	T1	T2	T3	T4
Travaux routiers	Ordre de déroulement des travaux	2											
Installation de chantier			3										
Pré batardeau				2									
Tunnel de dérivation					4								
Batardeau						6							
Mesures des piézomètres							3						
Mesures de fuites et mesures d'auscultation								9					
Excavation de l'évacuateur de crue				3									
Construction des PK-Weir					8								
Recalibrage du chenal d'écoulement							2						
Puits des vannes						1							
Embouchure vidange							1						
conduites							2						
Travaux de finition												4	

**VI.6 Technologie des principaux travaux**

VI.6.1 Exécution des voies d'accès

Pour l'accès à tous les ouvrages pendant la période de construction et d'exploitation, on prévoit une piste d'accès.

VI.6.2 Exécution des travaux de terrassement

Les travaux de terrassement sont exécutés avec le même matériel utilisé pour les voies d'accès.

- 1) Creusage et déplacement des terres à l'aide de bulldozer.
- 2) Humectage des matériaux, à l'aide d'un camion-citerne ou par un asperseur, elle est effectuée dans le cas où les matériaux sont trop secs.
- 3) Compactage des matériaux, dans notre cas on utilise un rouleau à pied, car notre sol est argileux.
- 4) Nivellement des talus, pour le canal de restitution le nivellement de talus se fait à l'aide d'une pelle niveleuse.

VI.6.3 Exécution des travaux de bétonnage :

a) Choix de la centrale du béton

Pour le choix de la centrale à béton, il faut d'abord déterminer l'intensité des travaux de bétonnages, qui est calculé par la formule suivante :

$$R = \frac{V_t \cdot K}{T} \dots\dots\dots(VI.1)$$

avec :

- K : Coefficient de disproportionnalité de la mise en place du béton ;
- V<sub>t</sub> : Volume total du béton en [m<sup>3</sup>];
- T : Durée de la construction des ouvrages en béton ;

$$T = n \cdot t \cdot n_p \cdot t' \dots\dots\dots(VI.2)$$

où :

- n : Durée des travaux de bétonnage est égale à dix-sept mois c'est-à-dire (n=1,42ans) ;
- t : Nombre d'heures de travail par poste (8h);
- n<sub>p</sub> : Nombre de poste par jour (1poste) ;
- t' : Nombre de jours de travail par année (313j) ;

$$R = \frac{V \cdot K}{n \cdot p \cdot t} \dots\dots\dots(VI.3)$$

A.N :

$R = 0.55 \text{ m}^3/\text{h}$
---------------------------------

Le central à béton est choisi de manière à assurer un rendement technique moyen de l'ordre de 9 (m<sup>3</sup>/h), ce rendement est beaucoup plus grand par rapport à l'intensité des travaux, ce qui nous permet d'assurer des réserves permettant de continuer les travaux de bétonnage en cas d'arrêt des installations d'exécution des déblais.

b) Choix du mode de transport du mélange de béton :

Le choix de type de transport dépend de :

- La distance de déplacement du béton ;
- L'intensité des travaux du béton ;
- Des caractéristiques des mélanges du béton ;

L'opération de transport doit s'effectuer de telle manière que la qualité du béton ne soit pas altérée.

On utilise un camion équipé d'une benne dans laquelle le béton sera déversé par la bétonnière.

### CONCLUSION :

Organiser le barrage de Babar en coordonnant la mise en œuvre des moyens nécessaires pour accomplir, dans les meilleures conditions possibles, les travaux à exécuter pour le confortement de ce barrage.

Tel est l'objet de ce chapitre, malgré les problèmes auxquels nous nous sommes heurtés (tels que manque de documents détaillés), nous avons essayé d'englober tous les points qui touchent à l'organisation de chantier.

Une importance a été donnée à l'organisation de la construction, une organisation compatible avec tous les travaux, afin de supprimer les temps morts, d'avoir une meilleure qualité de conserver une même vitesse d'avancement, pour toutes les opérations élémentaire et sur tous les points de chantier.

A base des résultats trouvées on a effectué un devis estimatif pour l'aménagement initial et le coût des travaux de confortement, ce qui nous donne un coût de reviens du mètre cube de 0,11 DA/m<sup>3</sup>

## Chapitre VII

### Application des règles de sécurité et de protection des travaux sur le chantier

Introduction :

La protection du travail comprend tout un système de mesure d'ordre social, économique, technique, hygiénique, organisationnel et juridique. Ces derniers garantissent l'assurance de la protection de la santé et de la capacité de travail des travailleurs. Les chantiers sont très dangereux et les accidents peuvent prendre survenir à tous moment, c'est pour cela qu'on doit chercher des solutions pour se prémunir contre ces aléas.

Les différents organismes intéressés par la sécurité lors du travail et les services d'inspection ont édicté un certain nombre de règlements applicables aux chantiers.

Ces règlements doivent être strictement appliqués. Ils contribuent à limiter au maximum les accidents de travail et dégageront la responsabilité des dirigeants du chantier qui pourraient être tenus comme responsable en cas que toutes dispositions n'avaient pas été prises pour l'application des règles du chantier.

#### VII.1) Causes des accidents de travail

L'analyse des accidents les plus fréquents met en exergue des causes à la fois humaines et techniques (industrielles).

##### VII.1.1) Causes humaines :

Ces causes peuvent sont :

- ✓ La négligence des travailleurs.
- ✓ La fatigue.
- ✓ La distraction.
- ✓ Les gestes néfastes.
- ✓ Inaptitude mentale ou physique.
- ✓ Adoption de la solution de facilité.

##### VII.1.2) Causes techniques :

- ✓ Les mauvaises conditions de travail.
- ✓ Encombrement du matériel dans les chantiers et le mauvais stockage.
- ✓ Le manque d'éclairage.

#### VII.2) Conditions dangereuses dans le chantier :

- ✓ Installation non protégée ou mal protégée.
- ✓ Outillages, engins et équipements en mauvais état.
- ✓ Matière défectueuse, stockage irrationnel.
- ✓ Protection individuelle inexistante.
- ✓ Défauts dans la construction.
- ✓ Eclairage défectueux.
- ✓ Facteur d'ambiance impropre.
- ✓ Conditions climatiques défavorables.

VII.3) Actions dangereuses :

- ✓ Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables.
- ✓ Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
- ✓ Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- ✓ Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
- ✓ Imprudence durant le travail.
- ✓ Suivre un rythme de travail inadapté.

VII.4) Mesures préventives :

La protection du personnel doit être assurée d'une manière bien satisfaisante par les services appropriés.

- ✓ Les appareils de levage doivent être établis sur une surface présentant une résistance suffisante.
- ✓ Les câbles et les chaînes de levage ne doivent pas être soumis à des charges supérieures à celle fixée.
- ✓ Les travaux ne doivent être exécutés que lorsque l'installation est mise hors tension et hors tout danger.
- ✓ Les abris doivent être aérés et chauffés.

## Conclusion

Dans le cadre de ce projet de fin d'études, nous avons essayé de traiter et d'étudier les principales variantes d'évacuateur de crue et les ouvrages annexes de barrage BABAR (Wilaya de Khenchla).

- 1) La dérivation provisoire est assurée par une galerie en fer à cheval située en rive droite de l'oued.
- 2) La digue en remblai avec noyau vertical en argile et des tapis dans le lit et sur les flancs de l'oued.
- 3) L'évacuateur de crue est de type latérale a entonnement frontale sur la rive gauche.
- 4) Le prélèvement des eaux s'effectue à un seul niveau de prise à une cote élevée par rapport à celle du volume mort
- 5) La vidange de fond est assurée par une conduite en béton située dans la galerie qui antérieurement servi à la dérivation provisoire.

## Conclusion et recommandations

Les barrages sont fréquemment confrontés à deux problèmes fondamentaux, le premier se rapporte au contrôle des crues qui peut présenter des risques de submersion du barrage, le deuxième se rapporte à la perte de la capacité de stockage suite à l'envasement de la retenue.

Dans notre étude on a préconisé le dimensionnement du seuil Pk-Weir et on peut en déduire les recommandations suivantes :

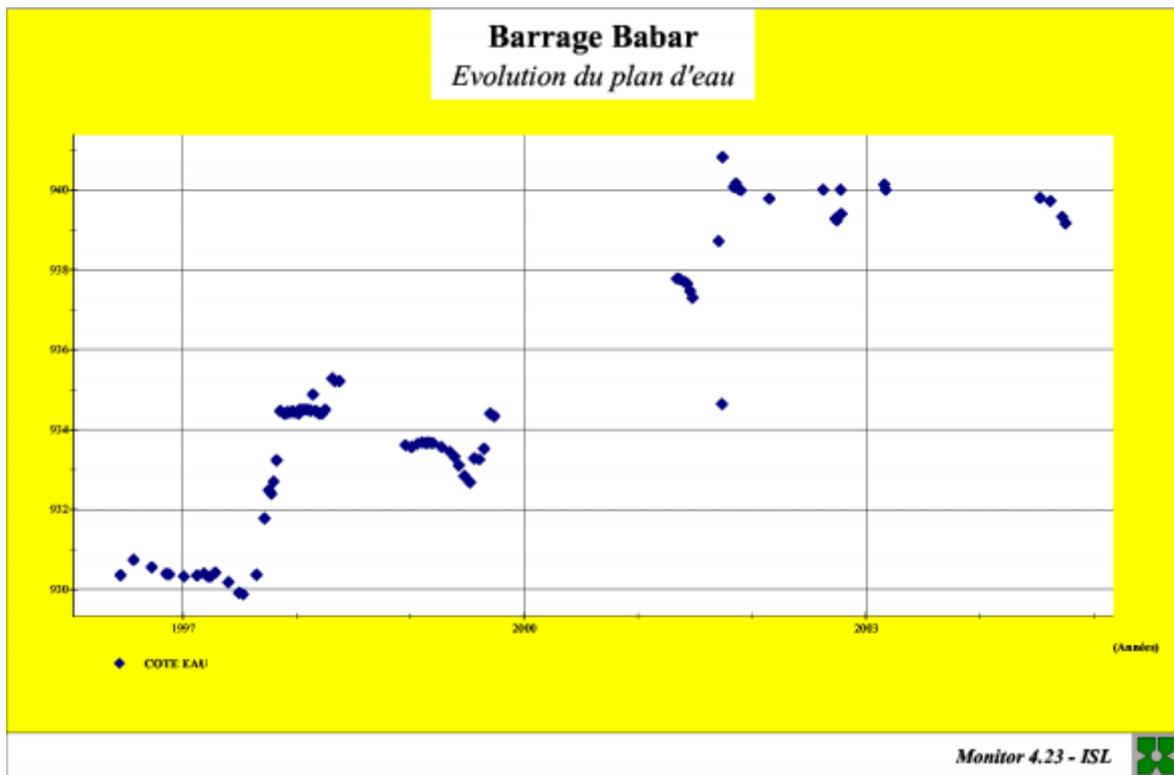
- ✓ Un abaissement généralisé du chenal amont et une amélioration de la protection des talus ;
- ✓ Mettre en place une protection d'engrèvements dans la zone actuellement dégradée par le battillage ;
- ✓ Il est vivement recommandé de mettre en place une télémessure du niveau du plan d'eau car la connaissance précise de l'évolution du plan d'eau permettra de reconstituer de façon fiable la gestion de la retenue et plus précisément de reconstituer les crues entrantes ;
- ✓ Les zones de résurgences des fuites de la retenue sont caractérisées par le développement d'une végétation importante, qui masque ces résurgences et ne permet pas une surveillance et un contrôle de leur évolution, il est donc indispensable de procéder à la destruction périodique de cette végétation et de laisser à nu le pied aval du barrage sur une emprise suffisamment étendue.

## Références bibliographiques

- Danielle Lautrin, 2004, vieillissement et réhabilitation des petits barrages en terre, 237p, Cemagref éditions 2002.
- Etude de confortement des grands barrages en exploitation (lot 5) (mission 2 : Diagnostic et expertise Barrage de Babar), 2006.
- Machiels, Erpicum, 20-21 janvier 2009, Dimensionnement et fonctionnement des évacuateurs de crues Colloque CFBR-SHF, Lyon –.
- Touaibia Bénina, 2004, Manuel pratique d'hydrologie, 160p, manuel.
- New Labyrinth Weirs triple the spillways discharge, HydroCoop, *EXPERTISE IN DAMS, TIDAL ENERGY AND ENERGY STORAGE*, 2013, revue scientifique
- Bachir Benlaoukli et Bénina Touaibia, 2004-1876, Introduction au dimensionnement des retenues collinaires, 31P, Polycop de cours.
- Bachir Benlaoukli, **Janvier 2004**, Organisation de chantier LA PLANIFICATION DES TRAVAUX PAR LES M.O.M, 25P, Polycop de cours.
- Techniques des barrages en aménagement rural, Direction de l'aménagement Groupe de travail permanent en aménagement rural



Annexe III



06/09/2005 09:27:59

Figure 1 : Variations du niveau de la retenue

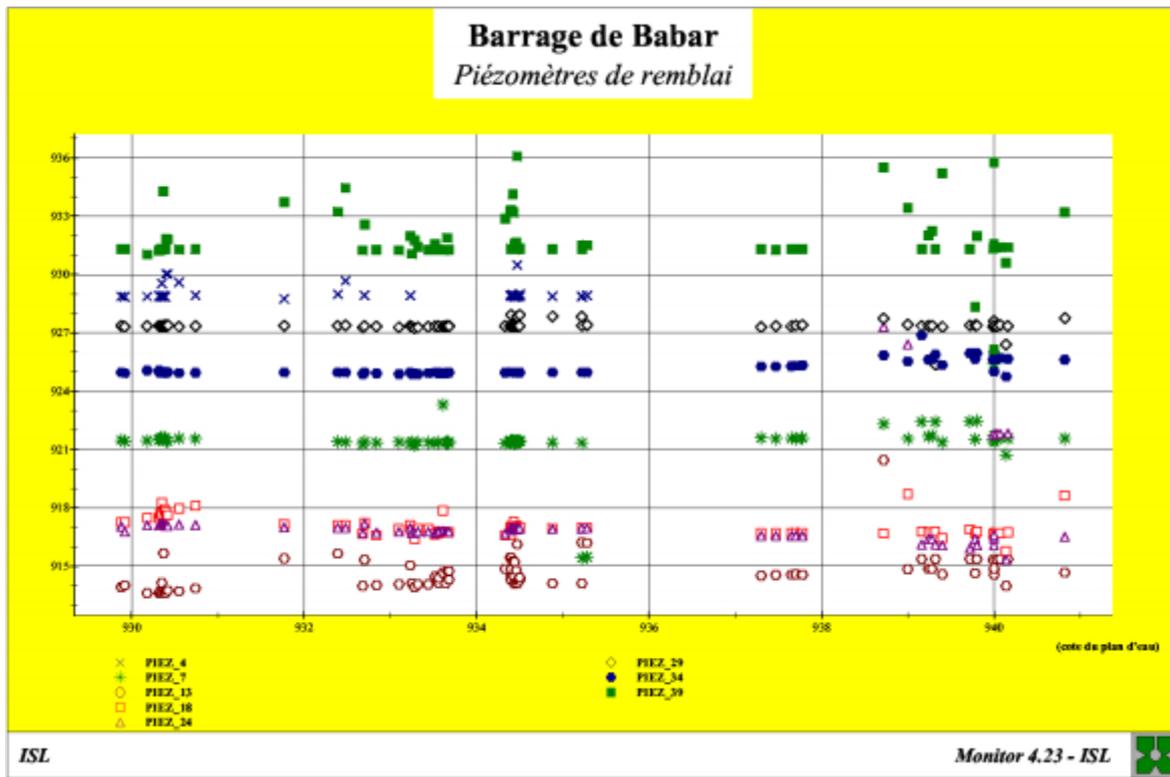


Figure 2 : Niveaux piézométriques dans le remblai

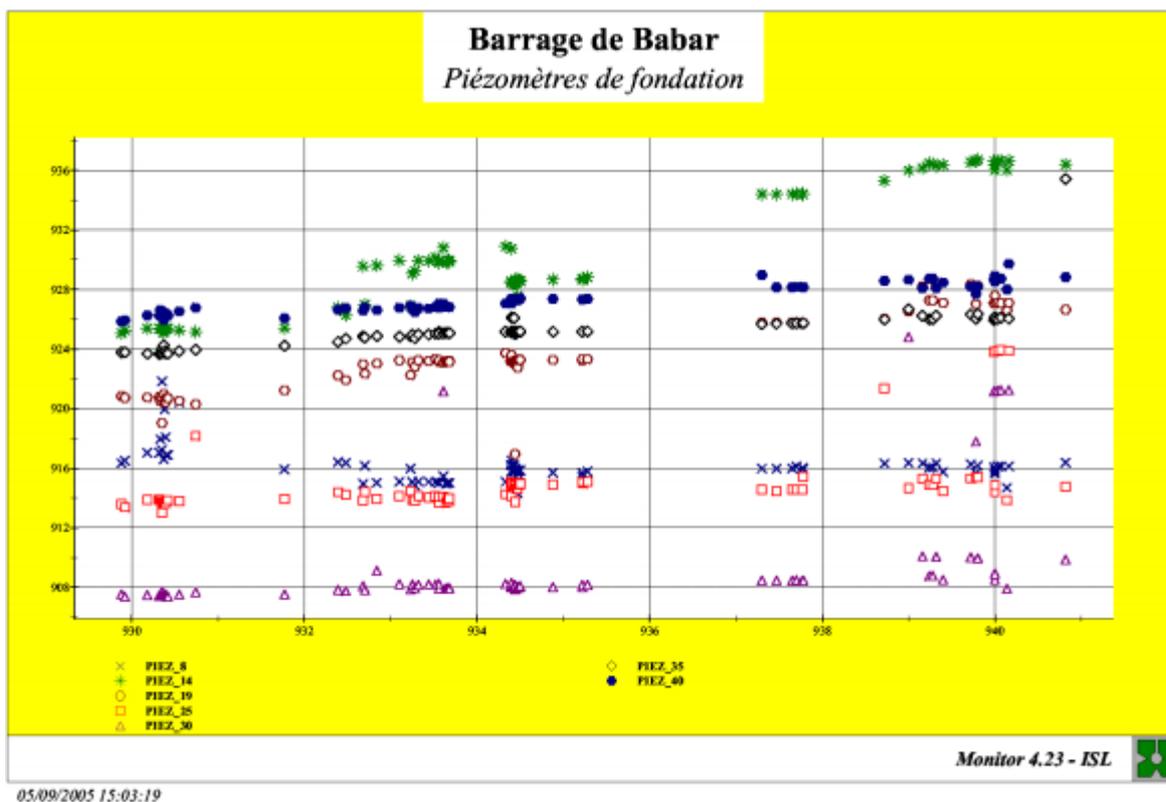


Figure 3 : Niveaux piézométriques dans la fondation sous la digue

Date	heure	Côte	Volumé H M <sup>3</sup>	Observation
le 16-08-2002	15 <sup>h</sup> 30'	938,92	36,965	Laete vedange de FOND à 18 <sup>h</sup> 23'
	18 <sup>h</sup> 09'	940,20	42,177	
	18 <sup>h</sup> 25'	940,78	44,706	
	18 <sup>h</sup> 31'	940,96	45,513	
	18 <sup>h</sup> 35'	941,06	45,966	
	18 <sup>h</sup> 37	941,16	46,422	
	18 <sup>h</sup> 39	941,20	46,606	
	18 <sup>h</sup> 41	941,26	46,882	
	18 <sup>h</sup> 43	941,30	47,066	
	18 <sup>h</sup> 46	941,35	47,298	
	18 <sup>h</sup> 48	941,40	47,530	
	18 <sup>h</sup> 57	941,60	48,468	
	19 <sup>h</sup> 25	942,00	50,385	
	<del>22<sup>h</sup> 44</del>	<del>941,40</del>	<del>47,530</del>	
le 17-08-2002	03 <sup>h</sup> 55	940,55	43,691	
	06 <sup>h</sup> 14	940,40	43,037	

Tableaux récapitulatifs des calculs de stabilité



