

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPÉRIEUR DE L'HYDRAULIQUE- ARBAOUI ABDALLAH-

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception Des Ouvrages Hydrotechniques

THEME:

***ETUDE DE FAISABILITE DE LA RETENUE COLLINAIRE SUR OUED
MERGUEBE EL AGABE , COMMUNE DE TIMIZGUIDA (W. MEDEA)***

Présenté par :

M^r : AIZEL REZKI

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

	Nom et prénom	Grade	Qualité
M ^r	B. BENLAOUKLI	M C .(B)	Président
M ^r	A. ZEROUAL	M A .(B)	Examinateur
M ^{eme}	N. SAIL	M A .(A)	Examinateur
M ^{eme}	S. BERBACHE	M A .(A)	Examinateur
M ^r	M.D.BENSALAH	M A .(A)	Promoteur

Septembre - 2012

Remerciement

*Au terme de cette modeste étude, je tiens à
exprimer ma profonde gratitude et mes vifs*

☀️ remerciements à Mr BENSALAH ☀️

*(Mon promoteur) ☀️ pour avoir contribué à
l'élaboration de cette présente thèse*

*Je remercie également tous mes professeurs et
tous professeurs de l'ENSH*

*Aussi, je me permets d'exprimer tout mon respect
aux membres de jury qui me feront l'honneur
d'apprécier notre travail.*

Dédicace



Je rends un grand hommage à travers ce modeste travail, en signe de respect et de reconnaissance envers :

- Ma mère qui a beaucoup sacrifiée pour moi et pour l'affection qui m'a toujours portée.

- Mon père qui m'a tout donné pour que j'atteigne mon but dans son sens spirituel.

Je le dédie également à

Mes frères et mes sœurs

Mes amis: Amen..Mohamed, brahim, ramdan , omar. Hafid ..

, à toute ma famille, mes amis et tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à ma formation.



rezki



merci





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, Mr :BENLAOUKLI, M' :BESSALEM et ZEGGANE H. Ouled Iveko.A et MEBARKI.S.A pour l'aide précieuse, qu'ils m'ont apporté durant l'élaboration de ce modeste travail. .



Aussi, je me permets d'exprimer tout mon respect aux membres de jury «Mme BAHBOUH, Mr HACENE, Mr AYADI, Mr KHETEL, Mr FRIHI » qui me feront l'honneur d'apprécier notre travail.

Merci...



MOHAMED Hilei
SEPTEMBRE 2005



ملخص :

تعتبر السدود من اكبر خزانات المياه التي تستعمل في مختلف الميادين لذلك قمنا في عملنا هذا بدراسة إمكانية إنجاز حاجز مائي على واد مرغب العقاب ببلدية تمزغيدة بولاية المدية والذي سيسمح بسقي الأراضي الفلاحية المجاورة والتي تقدر بـ 65 هكتار, ومن أجل هذا وجب التحقق من الشروط الجيولوجية والهيدرولوجية والطبوغرافية مما سمح لنا باختيار المناسبة للسد وكذلك المنشآت الملحقة به وذلك من اجل ضمان الاستغلال الآمن للسد طوال فترة الخدمة أما فيما يتعلق بالإنجاز قمنا بشرح معمق و دقيق يضم مختلف أطوار الإنجاز

Résumé

Les barrages sont les plus grands réservoirs d'accumulation des eaux qui sont utilisées dans les divers domaines. Dans ce travail nous avons étudié la possibilité de réaliser un barrage dans l'oued de Marguebe el agebe dans la commune d'El-timiezguida, W. Medea. La réalisation de ce barrage va permettre d'irriguer une surface agricole avoisinante de presque 65 Ha.

Pour cela, il faut vérifier que les conditions géologiques, hydrologiques et topographiques sont favorables, puis nous choisissons et nous calculons le modèle de barrage le plus adéquat ainsi que le type et les détails des ouvrages annexes qui assureront une exploitation sécurisée et un bon fonctionnement pendant toute la vie de l'ouvrage. Pour la réalisation nous avons élaboré une note explicative contenant les différentes étapes de calcul.

Abstract

Dams are the big reserves of water which are used in different fields.

In our dissertation, we have studied the possibility of realizing a dam in the valley of Marguebe el agebe situated in, (Medea). The realization of this dam will allow us to irrigate a neighboring agricultural surface of about 65 Ha.

In order to do so, we should check that the geological, hydrological and topographical conditions, then ancillaries and calculating the most adequate dam model. Also, the type and the details of annexes which insure safety exploitation and a good function all over the age of the dam. For the realisation, of this aim, we gave an explanation supplements containing the various stages of calculation.

Sommair

INTRODUCTION GENERALE :	01
-------------------------	----

CHAPITRE I : ***synthèse de l'étude géologique et géotechnique***

I.1. Introduction :	02
I.2) Choix du Site et l'axe de la retenue collinaire	02
I.2).1- Caractéristiques du site choisi.....	02
I-2).2 Situation géographique, accès et topographie.....	03
I.3). GEOLOGIE DE SITE :	03
I-3) 2. Stratigraphie de site	04
I/-5- 1- Organisation des essais	07
I/5.2. Essais géotechniques:.....	10
I/5.3 Essais physiques :	10
I/5.4- essai mécanique :	12
CONCLUSIONS	13

CHAPITRE II. ***ETUDE HYDROLOGIE***

II.1. Introduction.....	15
II.2. Définition du bassin versant	15
II.2.1. Superficie du bassin versant	15
II.2.2. Paramètres du relief.....	15
II2.2.1. Courbe hypsométrique.....	14
II.2.3 Paramètres hydromorphométriques.....	17
II.3. Caractéristiques climatique.....	18
II.3.1 la température.....	18
II N° 3..2 Evaporation de la surface de l'eau.....	19
II.3.3- Données pluviométrique.....	20
II-4. : Choix de la loi d'ajustement.....	21
II.4.1 Ajustement des pluies maximales journalières.....	21
II.4.2 Ajustement à la loi normale	21
III.4.3 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton (loi de log-normale).	22
II.4.3.1 Comparaison des résultats.....	24

II.5. Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités	25
II.5.1 Etudes des apports.....	26
III.5.1.1 Apports liquides.....	26
III.5.1.2. Caractéristiques de l'écoulement.....	30
II.6. Irrégularité des apports	29
II.6.1. Estimation fréquentielle des apports.....	31
II.6.2. Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80%	30
II.6.2-Apport solide.....	32
II.6.2.1- Estimation des apports solides.....	32
III.7. Etude des crues les Formules empiriques.....	31
III.7.1 Formules empiriques.....	33
II.8.) Hydro Gramme de crues	33
II.9 CHOIX DE LA CRUE DE PROJET.....	35
III-9.1) Régularisation des débits	36
II.9.3. Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes	40
II.10.1. Méthode de KOTCHERINE	43
III.10.2. Estimation du débit de crue laminée.....	43
II.10.3. Estimation de la charge au-dessus du déversoir.....	44
II.10.4- Etude d'optimisation	45
II.10.4-1 Calcul du cout approximatif de la digue.....	48
III.10.4.1.1) Calcul de la revanche.....	48
Conclusion	49
II.10.4.3. La longueur en crête	50
II.10.5 Calcul d'optimisation.....	52

CHAPITRE III. *Choix et étude de variante*

Généralités.....	53
III.1 Choix du type de Digue :.....	53
III.1.1 Digue Homogène	53
III.2 Définition de profil général de la Digue.....	54
III.3 Dispositif de protection contre les effets de l'eau et description générale de variantes de Protection.des.talus	57
III.3.1 Etanchéité du barrage	58
III.3.2 la clé d'étanchéité :	60

III III/-4.1- Barrage homogène.....	61
III.4.2 Barrage Zoné	62
III/-4-2-1. barrage zoné à noyau d'argile	63
III.5 Comparaison financière des deux variantes.....	65
III/-6-3- Dispositifs de drainage :	65
III.5.1.8.2) Dimensionnement du drain vertical	66
III -6- Etude des infiltrations à travers le corps du barrage	66
III/-6 III/-6-3- Dispositifs de drainage	67
III-2- Calcul du débit de fuite par infiltration.....	67
III.5.1.9.2) Détermination de la courbe granulométrique des filtres./.....	70

Chapitre IV *étude de stabilité*

IV.1 Généralité sur la stabilité des barrages.....	70
IV.1-2 Conséquence de l'instabilité des talus.....	71
IV.1-3 (Méthode de s tranche.....	72
IV.1-4 Calcul des forces appliquées à chaque tranche.....	73
IV.1-5 Classement des forces.....	74

Chapitre V *les ouvrages annexe*

-Introduction	78
V-1 L'évacuateur de crues:.....	78
V-1-1 Choix de l'évacuateur de crue:.....	78
V-1-2 Dimensionnement de l'évacuateur de crue:.....	79
V.2) Le coursier :.....	83
01- Largeur du coursier :.....	83
02- Longueur du coursier :.....	83
03- La profondeur critique :.....	84
04- Pente critique :.....	85
05-Bassin de dissipation:.....	86
06Canal de restitution :.....	87

Chapitre VI **organisation de chantier**

VII. 1 Organisation du chantier:.....	90
VII. 1.1 Introduction:.....	90
VII. 1.2 Travaux préparatoires:.....	90
VII. 1.3 Réalisation de la vidange de fond et la prise d'eau:	90
VII. 1.4 Réalisation de l'évacuateur de crue:.....	91
VII. 1.5 Réalisation du corps de la digue :	91
VII. 1.6 Recommandation pour l'exécution de la digue:	91
VII. 1.7 Contrôle de compactage:.....	92
VII. 1.8 Planification.....	92
VII. 1.9.2Chemin critique (C.C) :	93
VII. 1.9.3 Symboles des différentes opérations	93
VII.9.5 Détermination du chemin critique :.....	94
VII.10 Devis estimatif :	94
VII.2 Protection et sécurité du travail	96
VII.2.1 Conditions dangereuses dans le chantier [10]:	96
VII.2.2 Actions dangereuses :	96
VII.2.3 Mesures préventives :	97
Conclusion :	97
 Conclusion générale	98

LISTE DES TABLES

CHAPITRE I

Tableau N°I.5) 1. Situation de profondeur.....	9
Tableaux N° 5.2 - analyse granulométrique et limites d'atterberg.....	12
Tableau N°I.5.3 essai de Proctor.....	13
Tableau N°I.5.4. Essai de cisaillement	14

CHAPITRE II

Tableau N° II. 1: la répartition des surfaces en fonction des côtes.	15
Tableau. N°. 11-2.3 les caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant.....	19
Tableau N°. II. 2.4 Temps de concentration et Vitesse de ruissellement	20
Tableau. N° II 3.1 Variation annuelle de la température Source (A.N.R.H .Blida)	20
Tableau. II N° 3.2 Répartition interannuelle de l'évaporation. (Source A.N.R.H. BLIDA).....	21
Tableau. N° II 3.3.: le station pluviométrique.....	22
Tableau N° II 3.4 La répartition mensuelle des pluies	22
Tableau N° II 4.1 Paramètres statistiques de l'échantillon	23
Tableau. N°II 4.2.1 Résultats de l'ajustement à la loi Normale par (logiciel de YFRAN)	24
Tableau N°II. 4.3: Représentation graphique de la loi Normale	25
Tableau 11.4.4 : Pluie maximales journalières pour les différentes fréquences.....	26
Tableau N°II. 5.1 Les résultats de calcul de Pmax,t,p% et 10	27
Tableau II. N° 5.2 récapitulatif de calcul des Apports moyen interannuel	29
Tableau II. N°5.3: récapitulatif des résultats des coefficients des variations	31
Tableau II. N°6.1: l'Apport fréquentielle	32
Tableau II. N°6.2: Répartition des Apports mensuelles de fréquence 80%.....	32
Tableau II. N°7.1: récapitulatif des résultats de la formule Mallet- Gauthier	33
Tableau II N° 7.2: valeur de a en fonction de la fréquence	34
Tableau II. N°7.3 : valeur de y en fonction de bassin versant	34
Tableau II. N°7.4: récapitulatif des résultats de la formule de Sokolovski	34



Tableau II. N°7.5 : récapitulatif des résultats de la formule Terraza	35
Tableau II. N°7.6 : récapitulatif des résultats de débit de crue	36
Tableau N°II. 9.1 : Répartition mensuelle de la consommation	39
Tableau. N°II. 9.2.Régularisation saisonnière suivant la 1ère consigne.....	40
TableauN°.II.9.3Régularisation des débits en tenant compte des pertes.....	41
TableauN°II.9.3Régularisation des débits en tenant compte des pertes.....	42
Tableau.N°II.9.5Courbes topographiques et volumétriques	43
Tableau: N°II. 10.1.1 ème étape de calcul	45
Tableau: N° II. 10.2. 2 ème étape de calcul	46
Tableau: N°II. 10.3 ème étape de calcul	46
Tableau. II. N°10.4 : récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine	47
Tableau II. N°10.5. : Récapitulatif des résultats de calcule de largeur de crête	50
Tableau. II. N°10.5. Coût Totale de la digue	50
Tableau: IV/-1 : Coefficient de stabilité admissible des talus	73
Tableau: IV/-2 : Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement	77

CHAPITRE VI

Tableau (VI.1) : symboles des opérations	93
Tableau (VI.2) : devis estimatif	95

Liste des figures

Figure 1-1 <i>Situation géographique et topographie du site</i>	3
Figure 1-2) Carte géologique (source A.N.R.H .De blida)	7
Figure 1.3. Classification des zones sismiques (RPA99-V2003)	8
<i>Figure 1.3- PLAN SITUATION DE ZOND Emprunt et puits de reconnaissance</i>	10
Figure IL N° 2.1 Courbe Hypso.....	16
Figure. II. N° 2.2 Bassin versant.....	17
Figure. II. N°2.3 Réseau hydrographique du bassin versant.....	18
Figure N° II 3.1. Répartition mensuelle des températures. (Source A.N.R.H Blida).....	20
Figure N° II 3.2 Répartition de l'évaporation mensuelle	21
Figure N° II 3.3 La répartition mensuelle annuelle des pluies	22
Figure N°II. 4.1 : Représentation graphique de la loi Normale	24
Figure N°II.4.2 Ajustement à la lois LOG-NORMALE.....	26
Figure. N° 115.1 .Courbet I-D-F.....	27
Figure N° IL 5.2 Courbe des pluies courtes.....	28
Figure. N° IL 8.1.Hydrogramme de crue pour différentes périodes de retour.....	37
Figure N°II. 9.1 : Hydrogramme de crue une période de retour 100 ans.....	38
Figure N°.II. 10.4 Courbe du débit on fonction de charge	46
Figure N° IL 10 .5: courbe du débit en fonction du volume.....	47
Figure N° IL 10.6:Courbes d optimisait©! ^A	51
<i>FIGURE N° V. hPROFILDE CREAGER</i>	80
Figure.V.2. Dimensions du déversoir	80

Liste des planches

Planche N°01 : plan d'aménagement de la digue

Planche N°02 : profil en long suivant l'axe de la digue

Planche N°03 : Coupe en travers de la digue

Planche N°04 : plan calcul de stabilité

Planche N°05 : profil et vue en plan de l'évacuateur

Planche N°06 : coupe en travers de l'évacuateur de crue

Liste des annexes

ANNEXES« 01.1» : fondation, essai granulometrie et essai de cisaillement

Annexe «2.1 » : série pluviométrique de la station média

Annexe «2.2 »courbe volumétrique et surface

Annexe «2.3 » test de khi cartée

Annexe «3» : bassin de dissipation type II

annexe «4» : résultats de calcul de stabilité



Introduction générale

L'Algérie, un pays en voie de développement, qui donne une grande importance aux ressources hydriques et les eaux de surface en particulier.

Et puisque la demande en eau d'irrigation et d'eau potable est devenue de plus en plus importante, la politique algérienne se dirige vers la conception des petites retenues collinaires sur les différents endroits du pays a cause de leurs facilité d'exécution, adaptation au reliefs algériens, et pour remplir les déficits, et améliorer ces services envers les citoyens.

La construction d'une retenue collinaire sur Oued MARGUEBE EL AGABE, dans la wilaya de MEDEA, s'inscrit dans cette perspective qui vise à mobiliser les eaux de ruissellement et apports naturels de son bassin versant et les exploiter dans l'irrigation des terres environnantes.

De ce fait, le travail de ce mémoire de fin d'études consistera à concevoir une retenue qui puisse s'adapter aux conditions locales du milieu c'est-à-dire topographique, géologique et hydrologique, et aussi remplirait les objectifs généraux du projet.

Chapitre I

Synthèse de L'étude géologique et géotechnique



I.1. Introduction :

Les principaux travaux à réaliser d'un projet d'une retenue collinaire passe nécessairement par des études préliminaires, à la base de la recherche et aux choix du site potentiel, et Le choix de l'axe de la digue, à la bonne connaissance des conditions topographiques, géotechniques et hydrologique du site.

Les travaux seront exécutés avec l'utilisation des cartes d'état-major de la VIGRIE (**Type 1956**) feuille n°85) à l'échelle **1/50.000**.

I.2) Choix du Site et l'axe de la retenue collinaire

Le but de cette étude est la recherche du site capable à la réalisation d'un ouvrage qui répond aux meilleures conditions techniques et économiques.

Parmi les critères déterminants du choix d'un site d'une retenue collinaire, on distingue les différents points suivants :

- Garantir la quantité d'eau qui sera tenue dans la retenue.
- Bonne Géologie pour l'emplacement de la digue et de la retenue.
- Un resserrement de la gorge liant les deux rives, soit une vallée étroite, d'où le volume de la digue sera minimum.
- Un site convenable à l'emplacement des ouvrages annexes.
- Choisir l'emplacement rapproché des zones d'accès existantes facile afin d'éviter la création d'autres voies importantes pour les engins et la main d'œuvre ;

Lors de la préparation d'un inventaire de sites possibles de la retenue dans la région, et sur la base des résultats géologique et des conditions topographiques

On a un seul axe d'implantation favorable pour la retenue est caractérisé par les coordonnées suivante.

coordonnées	Lambert	UTM
X =	495 km.	468,500KM
Y =	333,70 km.	4017,30KM
Z=	375.00m	375M

I.2).1-Caractéristiques du site choisi

Le site se situe à l'oued de Mergueb El Agab

Carte d'Etat-major : LAVIGERIE FUILLE N° 85-B6-C15

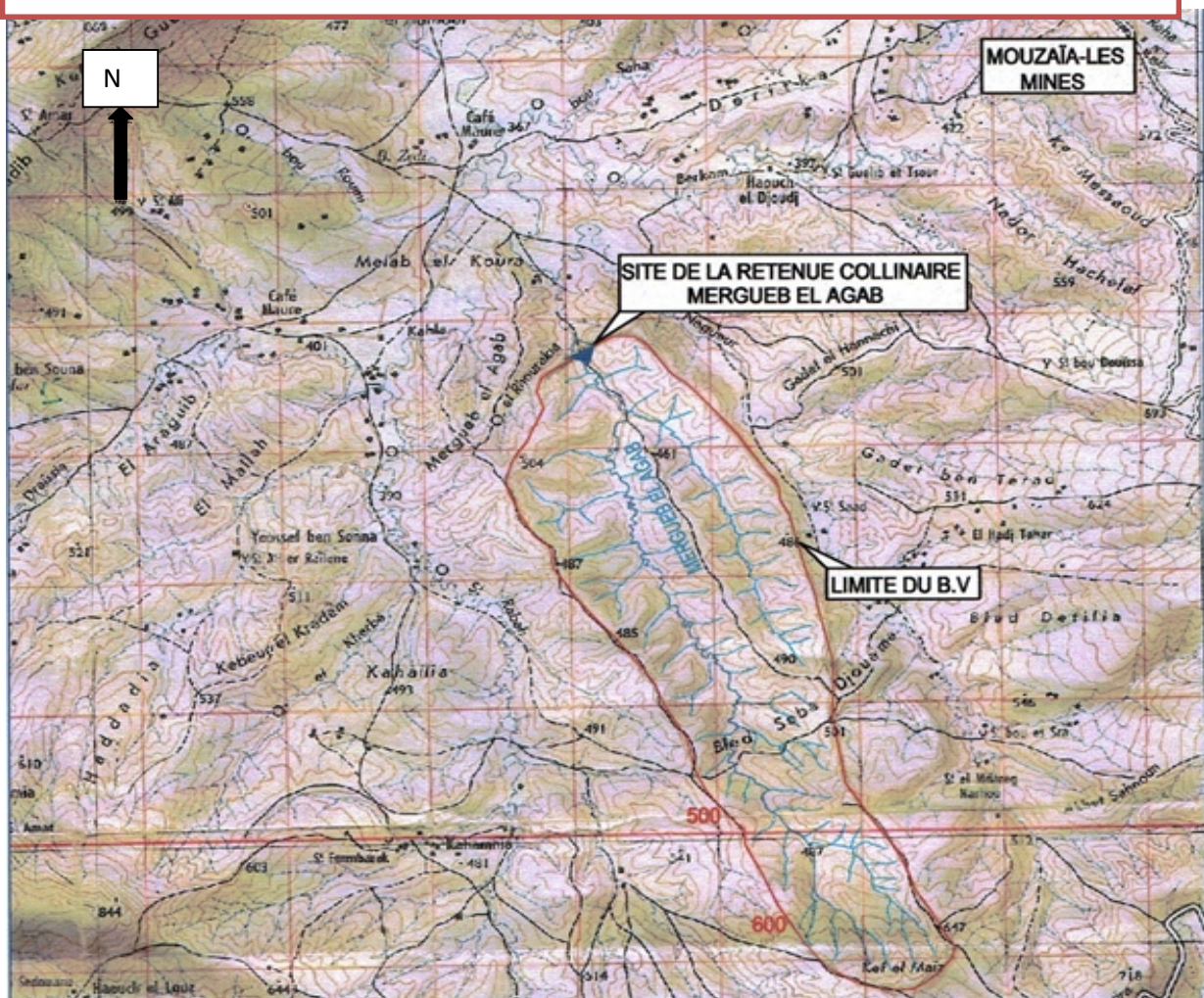


Figure I-1 Situation géographique et topographie du site échelle (1/50000)

I-2).2 Situation géographique, accès et topographie

La retenue collinaire de Mergueb El Agab « Région d'étude » se trouve au Nord-Ouest de la ville de Medéa, à l'Ouest de la ville de Tamesguida, proche du chemin de wilaya Cw N°8 (à gauche). Elle est située sur la région miocène qui forme l'élargissement vers l'Ouest du bassin de Medéa.

La carte géologique (feuille 85) de Djendel (Ex Lavigerie), comprend Cinq parties distinctes

-Au Nord-Est : une zone montagneuse boisée forme la terminaison occidentale du Djebel Mouzaïa et présente la structure complexe des chaînons du massif de Blida.

-Au Sud-Est : une zone boisée et broussailleuse se rattache au massif crétacé de Berrouaghia qui se poursuit au Sud vers les Matmata en formant la bordure sud de la plaine du chélif. Se trouve aussi la bordure du plateau miocène des Hannacha.

-Sud-Ouest : est occupée par la dépression de la plaine du Chélif (Djendel).

-Au Nord : le bassin du Bou-Hallouane

-Au Sud, le bassin des Ouamri, dominé par le Djebel Guellala La partie

Le site de bassin versant de oued **de Mergueb El Agab** est container un deux sous bassin gauche et à droite

I.3). GEOLOGIE DE SITE :

I.3).1. GENERALITES

L'étude géologique de la retenue sur l'oued de (Mergueb El Agab) est basée sur la recherche et l'exploitation de la documentation de la région, le levé géologique du site et de sa retenue, ainsi les résultats de la reconnaissance géologique et géotechnique exécutés sur site et aux laboratoires.

L'ensemble du site de la retenue est inscrit dans une petite série de méandres. Cette région est caractérisée par une érosion assez bien prononcée ; la couverture végétale est très faible ; quasiment inexistante .elle fait partie d'une zone étendue ; complètement déboisée et ne contient que quelques bouquets d'arbres .cette région est ravinée par de nombreuses rigoles

L'aspect monotone et absolument dénudé de cette région argilo-marneuse est caractéristique et forme un contraste frappant avec celui des zones crétacées

I-3) 2. Stratigraphie de site

La série stratigraphique de la zone d'étude est variée : elle englobe des terrains appartenant au Primaire, au secondaire (Trias, Crétacé), au Tertiaire (Miocène)

La cuvette dans sa totalité se retrouve dans un massif marneux recouvert d'alluvions fines des terrasses et de colluvions sur les pentes cette succession de matériaux lui assure une parfaite étanchéité.

Les pentes relativement douces lui assurent par ailleurs une stabilité suffisante ; aucune manifestation d'instabilité aussi petite soit elle n'a été observée

I.3).2.1 Primaire

a) :Silurien : Il s'agit d'une formation de schistes argileux et phyllades formant l'axe du Djebel Mouzaïa, affleurant au Nord-Est de la zone d'étude (Schistes de la Chiffa).

I.3).2.2 Secondaire

- Trias : C'est un petit épignement de gypse avec cargneules et argiles irisées apparaît dans le crétacé Au Nord-Est de la zone d'étude.

- Néocomien

Il s'agit d'un petit affleurement d'argiles schisteuses avec grès et quartzites ferrugineuses, souvent recouvertes par les étages supérieurs du crétacé. Elles se trouvent au Nord-Est de la zone d'étude, sur le flanc du Mouzaïa.

-Aquitaniien

Ce sont des conglomérats rouges, sous forme de lambeaux de terrain caillouteux, à l'aspect alluvionnaire, dans la vallée de l'Oued El Harbil, au Sud de la zone d'étude.

-Cartennien

Ils appartiennent au Cartennien inférieur. Ils affleurent au Nord de la zone d'étude sur le flanc du massif de Mouzaïa

- Helvétien

Elles sont surtout bien développées dans la région de l'Oued El Harbil au Sud et aux environs de la zone d'étude, ainsi qu'au Nord-Ouest dans la région d'Oued El Hammam_

Calcaires à Lithothamnium :

Il s'agit d'une grande lentille de calcaires et de marnes au Nord-Ouest de la zone d'étude près du Col des oliviers et d'Ain Benian.

- Tortonien Argiles et grès

Il s'agit d'une assise constante à la base des grès du Gontas, ils peuvent atteindre 250 m d'épaisseur. Ils affleurent sur de grandes étendues sur les flancs du Gontas (Nord et Sud), et dans la région d'Amoura. A l'Ouest et au Sud-Ouest de la zone d'étude..

- Tortonien Alluvions anciennes :

Elles sont représentées par des dépôts caillouteux et limoneux, constituent des amas peu importants dans la région de Ain Benian, dominant la vallée actuelle de près de 200 m (Rive gauche de Oued Zeboudj). et aux environs de Tamesguida. Au Nord-Ouest de la zone d'étude

- Lit de l'Oued :

Le lit de l'Oued a un faible charriage, il est composé d'alluvions fines contenant une faible proportion d'éléments grossiers. Au niveau du lit mineur l'épaisseur de ces alluvions est inférieure au mètre, elle est de l'ordre 0.5 m au maximum

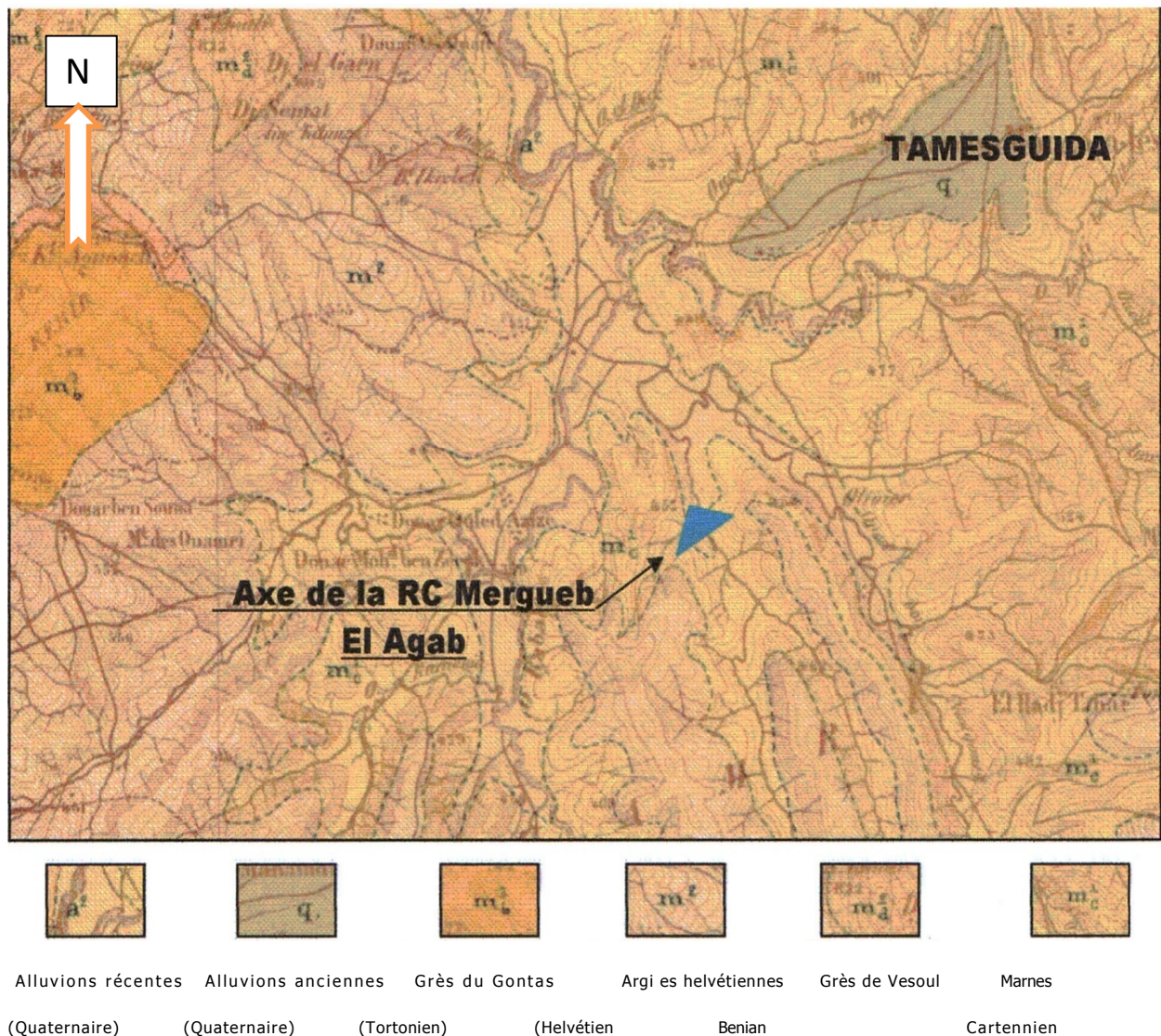


Figure I-2) Carte géologique (source A.N.R.H .De blida) échelle (1/50000)

I.4.Tectonique :

Au Nord-Est de la zone d'étude, la partie montagneuse du massif de Mouzaia prolonge la série des plis déversés au Nord et au Sud, indiqués sur les cartes de Blida et Médéa.

Le bassin tertiaire est formé par deux synclinaux successifs ; au Nord, nous avons celui de Ain Benian (Vesoul-Benian), plus aigu, borde le massif crétacé du Nord, le second celui du Gontas très largement étalé, va se relever au Sud le long de la chaîne crétacée des Matmata.

Ces deux synclinaux sont séparés par un faible anticlinal, visible dans la vallée de l'Oued Zeboudj, permet de constater la superposition discordante. En effet, les couches helvétiques à peine ondulées s'étalent sur les plis plus aigus qui ont affectés le Cartennien et le Crétacé

I.4.1. Description générale :

Le site de la retenue collinaire de Mergueb El Agab se trouve sur un étranglement de l'Oued du même nom. Il est localisé dans une formation marneuse miocène, attribuée au Cartennien souvent couverte par des cultures céréales.

I.4.2 Sismicité

La zone considérée par l'air d'étude est de zone (II. a). Son niveau minimal de protection sismique est accordé selon l'importance de l'ouvrage qui dépend de sa destination (pour notre cas Retenue collinaire) et de son importance vis-à-vis des objectifs de protection fixés par la collectivité.

Cette classification vise à protéger les personnes, les biens économiques de la communauté.

(Classification faite sur la base des Règles Parasismiques Algériennes 99 / version la classification de règlement parasismique algérienne (RPA99-V2003) avec une valeur de $a=0.2g$).

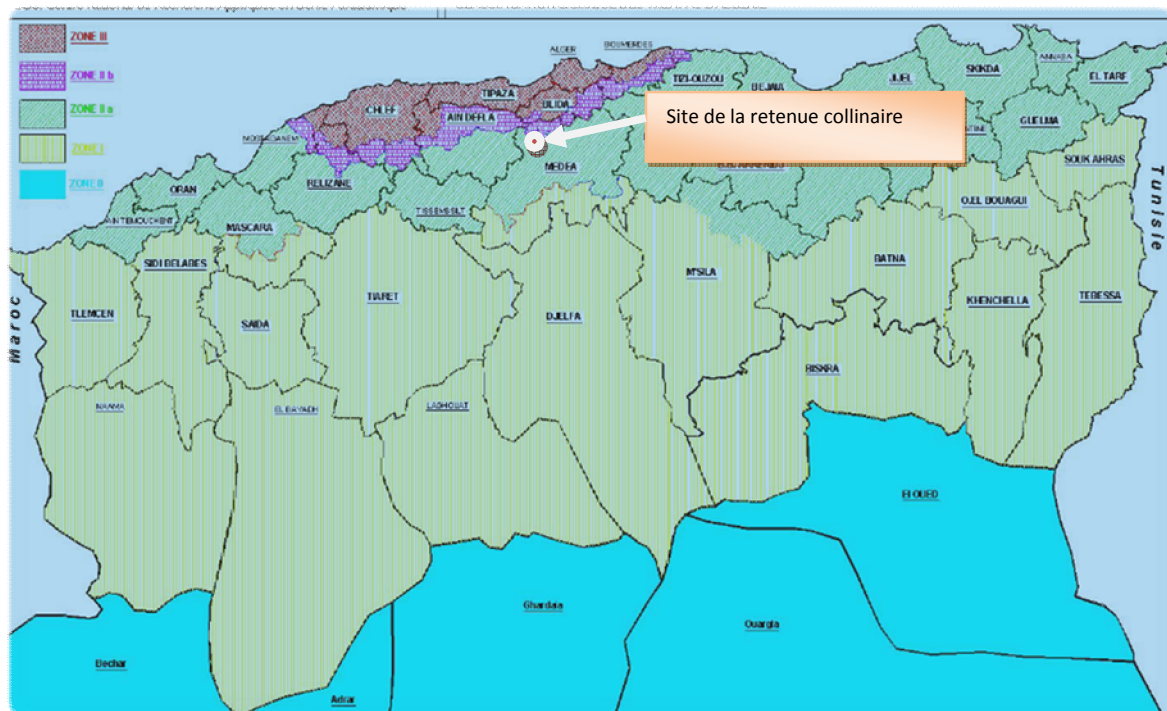


Figure I.3. Classification des zones sismiques (RPA99-V2003)

I/-5- 1- Organisation des essais

. Pour reconnaître les conditions géologiques et géotechniques du site de la zone d'emprunte et l'axe de la digue :

, les travaux de reconnaissance ci-dessous ont été effectués :

Quatre (04) puits ont été exécutés au niveau de la fondation, avec un total de 11.5 m. Leur situation et leur profondeur sont mentionnées dans le tableau ci-dessous.

Six (06) puits ont été exécutés au niveau de la zone d'emprunt, en amont de l'axe totalisant

Ainsi 19.3 ml. Leur situation ainsi que leur profondeur sont données ci-après (Voir Tableau N°I.5) 1.)

-Tableau N°I.5) 1. Situation de profondeur

N°	IDésignation		Profondeur	Situation
1	Puits-01	Zone d'emprunt	3.50 m	Amont axe, rive gauche (zone d'emprunt)
2	Puits-02		3.00 m	Amont axe et P1, rive droite (zone d'emprunt)
3	Puits-03		3.30 m	Amont axe et P2, rive gauche (zone d'emprunt)
4	Puits-04		3.50 m	Amont axe et P3, rive gauche (zone d'emprunt)
5	Puits-05		3.00 m	Amont axe et P4, rive droite (zone d'emprunt)
6	Puits-06		3.00 m	Amont axe et P5, rive gauche (zone d'emprunt)
7	Puits-07	Fondation	3.00 m	Rive gauche, environs axe (fondation)
8	Puits-08		2.50 m	Fond de vallée, environs axe (fondation))
9	Puits-09		3.00 m	Rive droite, environs axe (fondation)
10	Puits-10		3.00 m	Rive gauche, environs axe (fondation)

Ces dix (10) puits ont été réalisés pour deux objectifs bien précis : (annexe 1.1).

Le premier pour déterminer la lithologie des terrains traversés, déterminer éventuellement la profondeur du substratum.

Le second pour voir s'il y'a possibilité d'utiliser ces matériaux pour la construction de la future digue (puits zone d'emprunt).

Le niveau de la nappe n'a pas été rencontré dans ces puits de reconnaissance

Les travaux de reconnaissance mis en œuvre ont permis de définir les conditions géologiques et géotechniques de la fondation et de la zone d'emprunt.

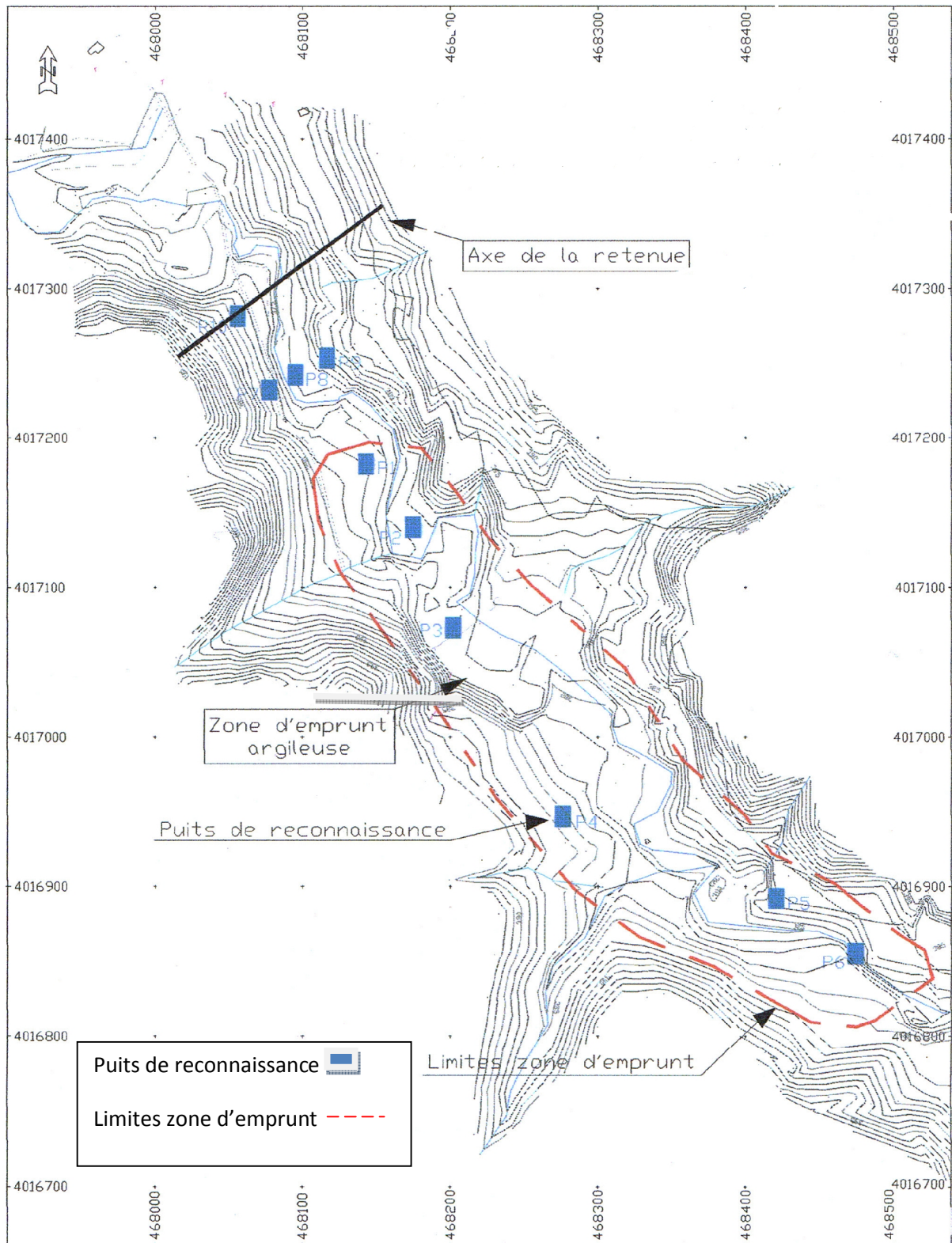


Figure I.3- PLAN SITUATION DE ZON D'Emprunt et puits de reconnaissance échelle (1/4000)

I/5.2. Essais géotechniques:

Des échantillons remaniés ont été prélevés à partir de ces puits , Ils ont été confiés au Laboratoire L.C.T.P d'Alger, pour procéder aux essais physiques, mécaniques et chimiques conformément au programme de reconnaissance que nous avons établi et ce dans le but de déterminer leurs caractéristiques géotechniques. Les résultats obtenus sont mentionnés dans les tableaux N° 5.2 ci-après.

Il s'agit de matériaux à granulométrie généralement fine (limons et argiles). Ces puits offrent l'avantage d'être à proximité de l'axe de la retenue, l'accès est facile.

Sur les dix (10) puits réalisés sur ce site, Cinq (05) seulement ont été échantillonnés (zone d'emprunt) et soumis aux essais ci-dessous :

- Analyse Granulométrie
- Limites d'Atterberg
- Teneur en eau
- Essai Proctor
- Essai Cisaillement Direct
- Essai chimique

I/5.3 Essais physiques :

- Analyse granulométrique :

L'analyse granulométrique réalisée sur cinq (05) échantillons de cette retenue permet de dire que ces matériaux sont à forte composante fine pour l'ensemble des échantillons de ces puits, où les inférieures à 2 mm varient de 95 à 100 (%) et les inférieures à 80 p oscillent entre 70 et 97 %.

Le fuseau granulométrique de cette zone d'emprunt au niveau de laquelle les cinq puits ont été foncés est très serré, ce qui indique que ces matériaux sont homogènes (**Voir tableau tableaux N° 5.2 ci-après**).

- Limites d'Atterberg :

Les limites d'Atterberg , permettent de classer ces matériaux dans la catégorie " CH ", correspondant ainsi à des matériaux hautement compressibles et hautement plastiques pour l'ensemble des échantillons de ces puits (**voir tableau N°1.5.2 ci-après**).

L'indice de plasticité (I_p) de ces matériaux varie de 28.97 à 37.75 % correspondant ainsi à une plasticité élevée (annexe 1.2)

L'indice de consistance déduit pour ces matériaux, montre des sols à l'état dur ($IC > 1$) pour l'ensemble des puits de cette retenue.

- tableaux N° 5.2 - Analyse granulométrique et Limites d'Atterberg

Putts	Prof	Granulométrie (%)						Limites d'Atterberg					
(N°)	(m)	Cailloux	Graviers	Sable Gros	Sable Fin	Limons	Argiles	W	WL	Wp	I_p	I_c	Classif
-	-	200 -20	20 - 2	2 - 0,2	0,2- 0,02	0.02 -2p	2 -0.2	(%)	(%)	(%)	(%)	-	-
P1	2.00-2.50	0.00	0.00	4.00	18.00	26.00	52.00	19.72	57.54	28.57	28.97	1.31	CH
P2	1.50-2.00	0.00	0.00	4.00	18.00	36.00	42.00	17.99	55.95	24.31	31.64	1.20	CH
P3	1.50-2.00	0.00	0.00	4.00	14.00	54.00	28.00	24.00	73.17	35.42	37.75	1.30	CH
P4	1.50-2.00	0.00	0.00	2.00	13.00	36.00	49.00	22.08	72.56	35.29	37.27	1.35	CH
P5	1.80-2.30	0.00	5.00	11.00	10.00	32.00	42.00	18.47	70.49	34.56	35.93	1.45	CH

Ces matériaux sont caractérisés par une densité sèche (γ_{dmax}) oscillant entre 1.77 et 1.88 (t/m^3), avec une valeur moyenne de 1.82 (t/m^3). Ces valeurs sont convenables en termes de compactage (denses).

Les échantillons étudiés présentent des teneurs en eau optimale (W_{opt}) moyennes, inférieures aux teneurs en eau naturelle (W_n), ce qui veut dire, qu'il faudra sécher ces matériaux avant leur mise en place. La différence entre ces deux teneurs en eau (Naturelle et optimale) est supérieure à 2.0 %.

Avant d'entamer la piste d'essais, lors de la réalisation de la digue, il serait souhaitable de reprendre quelques essais Proctor, il est préférable que ce soit avec un autre laboratoire, afin de comparer les différents résultats obtenus.

I/5.4- essai mécanique :

- Essai de Proctor :

Trois (03) essais Proctor ont été effectués. Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau ci-après et (Annexe 1.3).

Tableau N°I.5.3 **essai de Proctor**

Puits	Profondeur	Proctor		
(N°)	(m)	W	Wopt	γdmax
—	—	(%)	(%)	(t/m3)
P1	2.00-2.50	19.72	15.90	1.82
P3	1.50 - 2.00	24.00	18.20	1.77
P5	1.50 - 2.00	18.47	15.80	1.88

B- Essai de cisaillement rectiligne UU : (Annexe 1.4)

Les deux (02) essais de cisaillement non consolidés, non drainés de type UU réalisés sur les échantillons des puits P1 et P5 recomptés à l'optimum Proctor dénotent un matériau : à

de cohésion moyenne (ferme) et à angle frottement faible (**voir tableau N°I.5.4**)

tableau N°I.5.4. Essai de cisaillement

Puits	Profondeur	Cisaillement UU	
(Ne)	(m)	d	C
—	—	(degré)	(kg/cm2)
P1	2.00-2.50	7.60	0.39
P5	1.50 - 2.00	8.00	0,45

I/4.2. Essais chimiques :

Les deux (02) analyses chimiques réalisées sur ces matériaux, montrent que l'échantillon du puits **P1** est caractérisé par une teneur en matière organique très faible (1.1 %) et celui du puits P5 est caractérisé par une teneur relativement élevée (6.4 %). De ce fait, il est déconseillé d'utiliser les matériaux de la zone du puits P5.

CONCLUSIONS

Le site de la retenue de Mergueb El Agab ne présente pas de problèmes d'étanchéité du fait qu'il est localisé dans des formations marneuses indurées attribuées au Cartennien, Le problème d'instabilité ne se pose pas de façon sérieuse il se limite à quelques reptations superficielles localisées sur la rive droite.

Concernant les matériaux de construction fins, ils sont localisés dans la cuvette, ce qui présente l'avantage de réduire toute incidence négative et ils présentent des caractéristiques géologiques géotechniques satisfaisantes.

Le site, la cuvette et les zones d'emprunt argileuses (fines) ne présentent aucune contrainte majeure pour la réalisation d'une cet endroit.

Chapitre II

Etude Hydrologique



II.1. Introduction :

Cette étude hydrologique a pour but d'étudier le bassin versant de la retenue collinaire sur oued MARGUEBE EL AGABE dans la wilaya de MEDEA Sur la base de cartes d'état majeure DE LA VIGERIE à l'échelle **1/50000** ont été calculés les différents paramètres morphologiques et hydrologiques de bassin versant.

II.2. Définition du bassin versant :

II.2.1. Superficie du bassin versant :

La superficie du bassin versant est mesurée à l'aide du logiciel MAPINFO 9.5 al la base de la cartes d'état-major DE LA VIGERIE (Feuille N°85) à l'échelle 1/50000.

II.2.2. Paramètres du relief:

II 2.2.1. Courbe hypsométrique :

Pour estimer ces paramètres on doit présenter la répartition hypsométrique après planimétrie des aires partielles comprises entre les courbes de niveau maîtresses voir Figure N° 2 et les différentes cotes. Voir tableau N° 1

Tableau II.N°1: la répartition des surfaces en fonction des côtes.

Altitudes (m.NGA)	Hi (m)		Surfaces				Hi.Si (m.Km2)
			Partielles		Cumulées		
			Si (Km2)	Si (%)	Si (Km2)	Si (%)	
700-680	690	0,28	4,15	0,15	4,15	193,18	
680-660	670	0,07	1,04	0,86	5,19	46,9	
660-640	650	0,08	1,19	2,06	6,37	52	
640-620	630	0,12	1,78	3,50	8,15	75,6	
620-600	610	0,13	1,93	4,54	10,07	79,3	
600-580	590	0,14	2,07	5,08	12,15	82,6	
580-560	570	0,19	2,81	5,32	14,96	108,3	
560-540	550	0,2	2,96	5,54	17,93	110	
540-520	530	0,22	3,26	5,74	21,19	116,6	
520-500	510	0,24	3,56	5,93	24,74	122,4	
500-480	490	0,54	8,00	6,07	32,74	264,6	
480-460	470	1,04	15,41	6,20	48,15	488,8	
460-640	450	1,44	21,33	6,32	69,48	648	
440-420	430	1,2	17,78	6,40	87,26	516	
420-400	410	0,71	10,52	6,47	97,78	291,1	
400-380	390	0,15	2,22	6,75	100,00	58,5	
somme		6,75	100		100	3259,4	

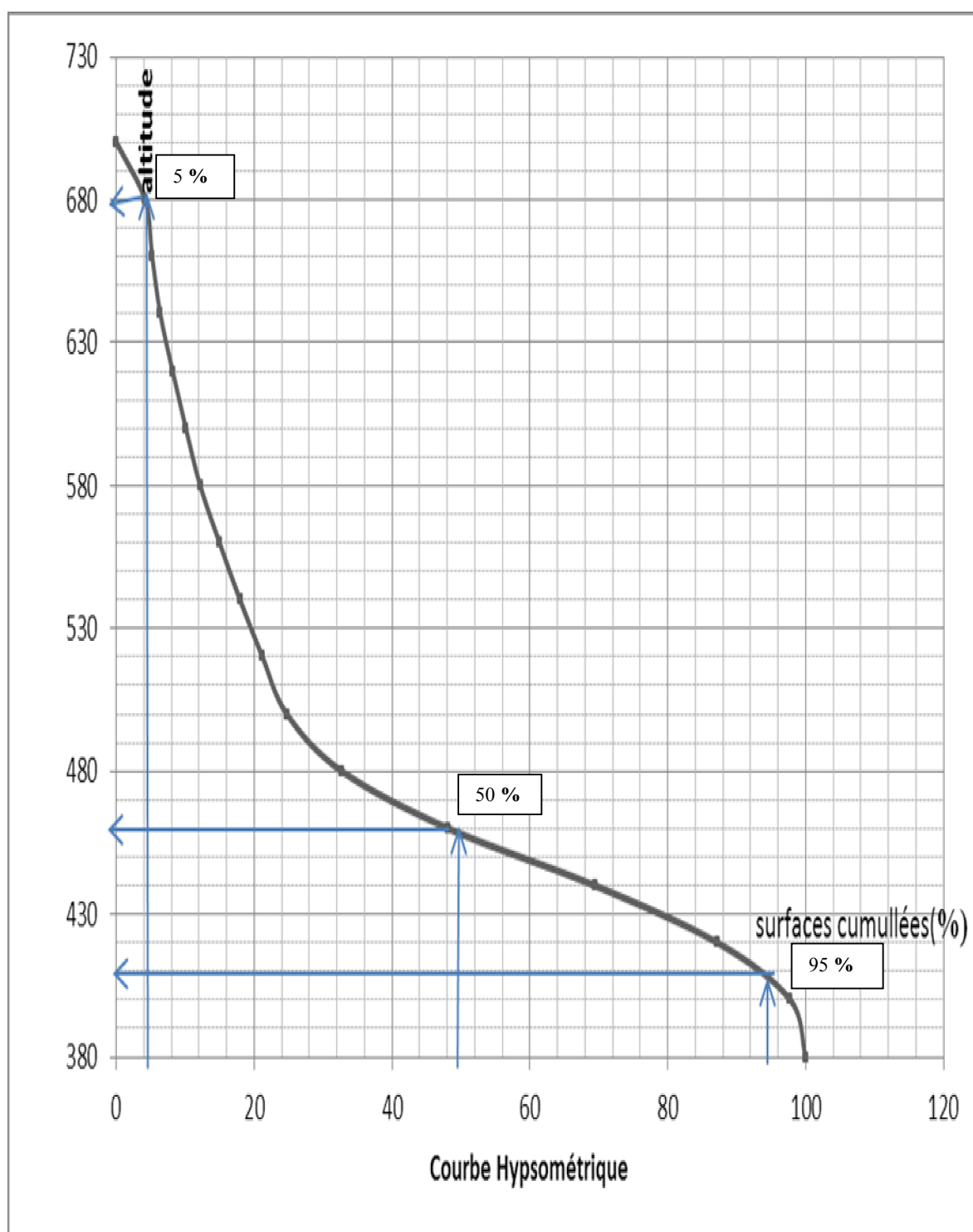


Figure II. N° 2.1 *Courbe Hypsométrique*

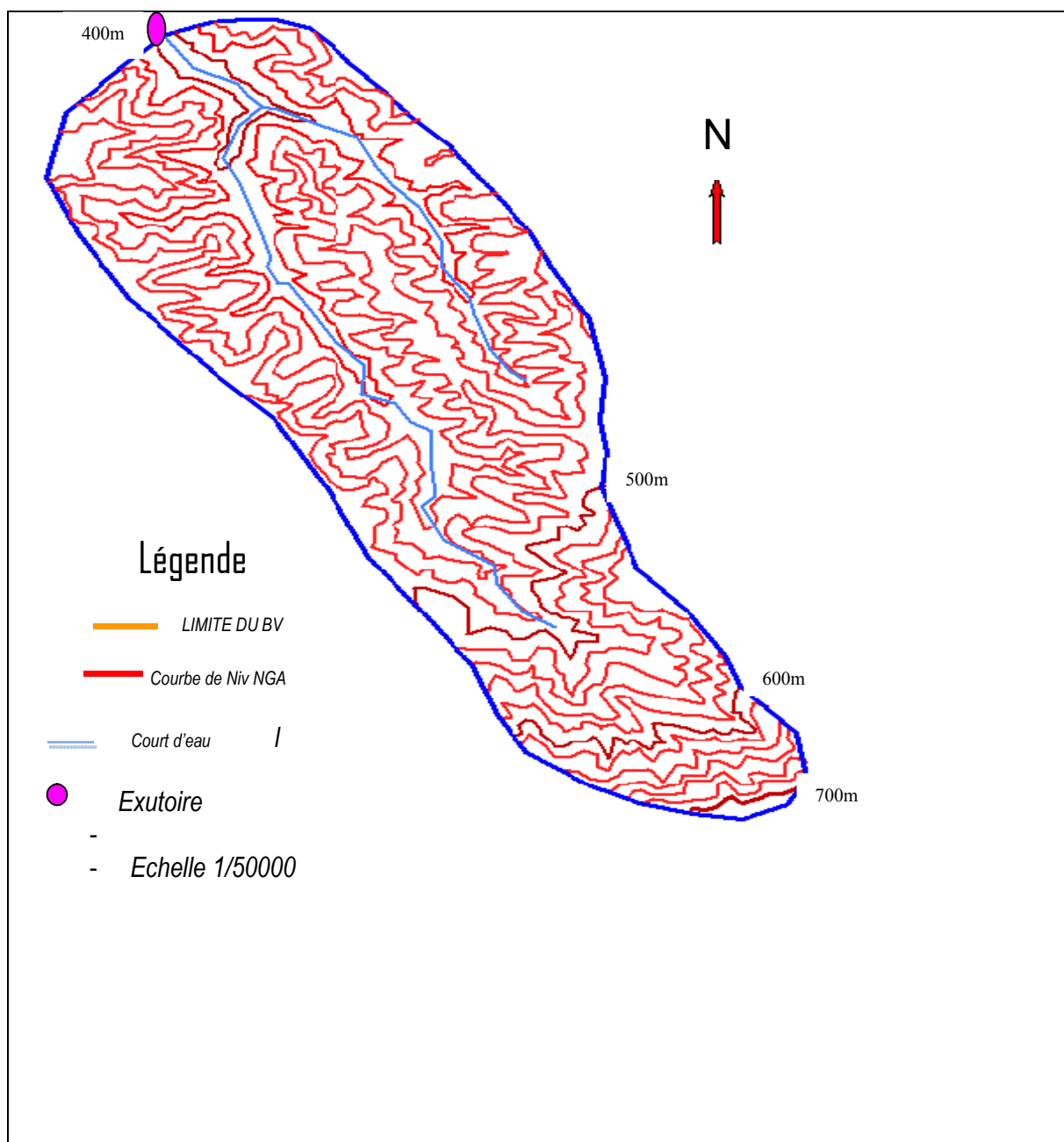


Figure. II. N° 2.2 Limite de Bassin versant

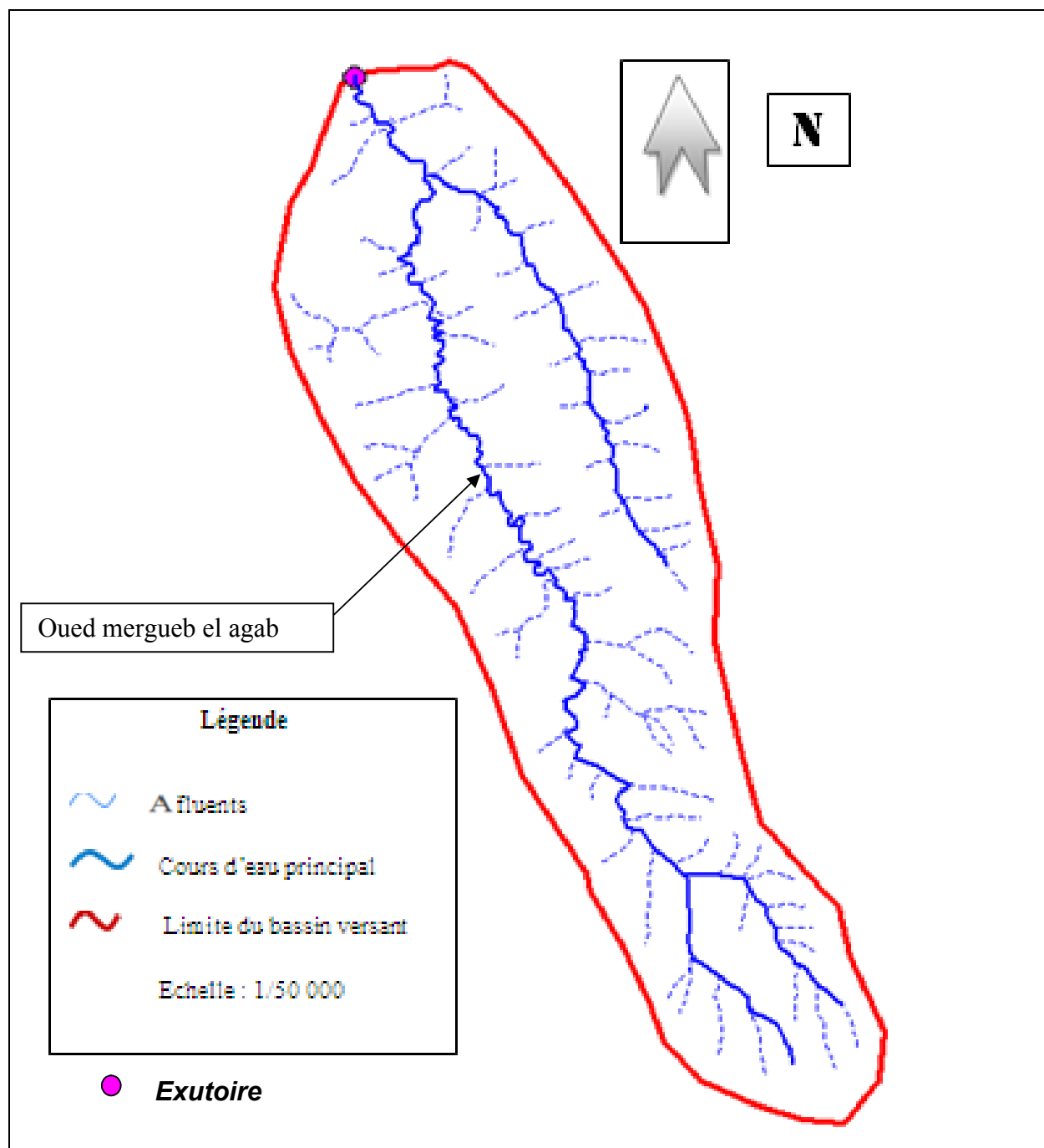


Figure. II. N°2.2 Réseau hydrographique du bassin versant

Les résultats de densité de drainage, coefficient de torrentialité, le temps de concentration (avec les formules de GIANDOTTI, KIRPICH et *Anonyme*) et la vitesse moyenne de ruissellement sont représentés dans le (tableau II-2.3 et tableau II-2.4)

Tableau. N°. II-2.3 les caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant

Désignation	Symboles	Les formules	Unités	Valeur
Superficies	S	-	km ²	6,75
Périmètre	P	-	km	12,86
Longueur du thalweg principal	L _p	-	km	7,375
Indice de compacité	K _C	$K_c = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}}$	-	1.3
Coefficient d'allongement	Ca	$Ca = L^2 / S$	-	8,057
Rectangle équivalent	longueur	$L = K_c \frac{\sqrt{S}}{1.128} \left[\sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{K_c} \right)^2} + 1 \right]$	km	5,041
	largeur	$l = \frac{P}{2} - L$	Km	1,340
Altitudes maximale	H _{max}	La courbe hypsométrique	m	700
Altitudes moyenne	H _{moy}	$H_{moy} = \frac{\sum S_i H_i}{S}$	m	484, 65
Altitudes minimale	H _{min}	La courbe hypsométrique	m	380
5% oued	H _{5%}	La courbe hypsométrique	m	460
95% oued	H _{95%}	La courbe hypsométrique	m	218,40
Pente moyenne de B.V	I _{moy}	$I_{moy} = \frac{\Delta H(0.5L_1 + L_2 + L_3 + \dots + 0.5L_n)}{S}$	m/km	16,60
Indice de pente globale	I _g	$I_g = \frac{D}{L}$	%	5,15
Indice de pente moyenne	I _{pm}	$I_{pm} = \frac{\Delta}{L} = \frac{H_{max} - H_{min}}{L}$	%	6, 35
In Indice de pente de M Roche dice de pente Roche	I _p	$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{A_i D_i}$	%	2,26
Dénivelée spécifique	Ds	$Ds = I_g \sqrt{S}$	-	13,38
Densité de drainage	D _d	$D_d = \frac{\sum L_i}{S}$	Km/Km ²	4,95
Coefficient de torrentialité	Ct	$C_t = D_d \cdot F_1$	-	71,133

Temps de concentration et Vitesse de ruissellement

Désignation	Symboles	Les formules	Unités	Valeur
Temps de concentration	T_c	GIANDOTTI $T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1,5L_T}{0,8\sqrt{H_{\text{moy}} - H_{\text{min}}}}$	h	2,64
		KIRPICH $T_c = 0,6651(L_T)^{0,77} (I_g)^{-0,385}$		5,17
		Anonyme $T_c = \left[\frac{\sqrt{SL}}{\sqrt{I_g}} \right]^{0,75}$		2,35
Vitesse de ruissellement	V_r	$V_r = \frac{L_P}{T_c}$	Km/H	2,783

II.3. Caractéristiques climatiques :**II.3.1 la température**

La distribution des températures est donnée par le tableau au-dessous figure II N° 3.1

Tableau. II N° 3.1 Variation annuelle de la température Source (A.N.R.H .Blida)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	O	Moy
$T_{\text{moy}}(^{\circ}\text{C})$	22,2	20,12	13,25	8,4	9,13	10	12,11	16,2	21,7	28,4	30,2	28	18,3

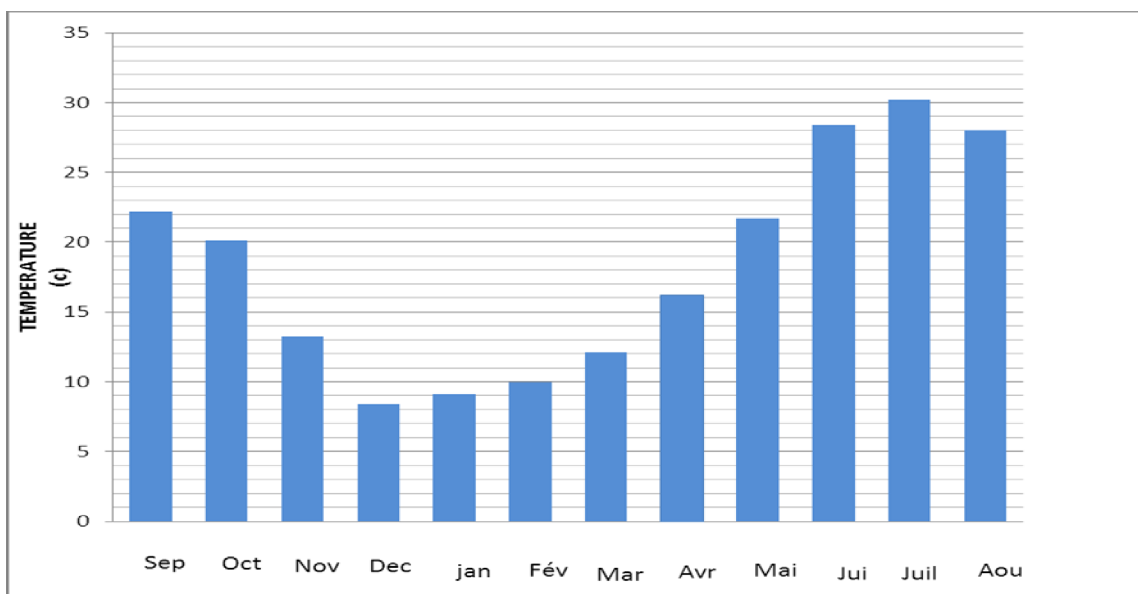


Figure II N° 3.1. Répartition mensuelle des températures. (Source A.N.R.H Blida)

L'histogramme des températures moyennes (**Figure II.N°.3.1**), montre que les températures les plus élevées se répartissent du mois de juin au mois d'Août, avec un maxima enregistré le mois de Juillet (30.2°C).

II N° 3.2 *Evaporation de la surface de l'eau :*

Les observations de l'évaporation dans le bassin de l'oued MARGUEBE EL AGABE

Tableau. II N° 3.2 Répartition interannuelle de l'évaporation. (Source A.N.R.H. BLIDA)

Moi s	sep	oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mar s	Avr	Mai s	Juin	Juil	Août	Tot al
Eva p mm	120	80	30	20	20	22	60	120	140	200	240	180	1232
Eva p %	9,76	6,50	2,46	1,67	1,64	1,78	4,86	9,72	11,3	16,2	19,5	14,61	100

La répartition mensuelle de l'évaporation représente dans la figure II.3.2.

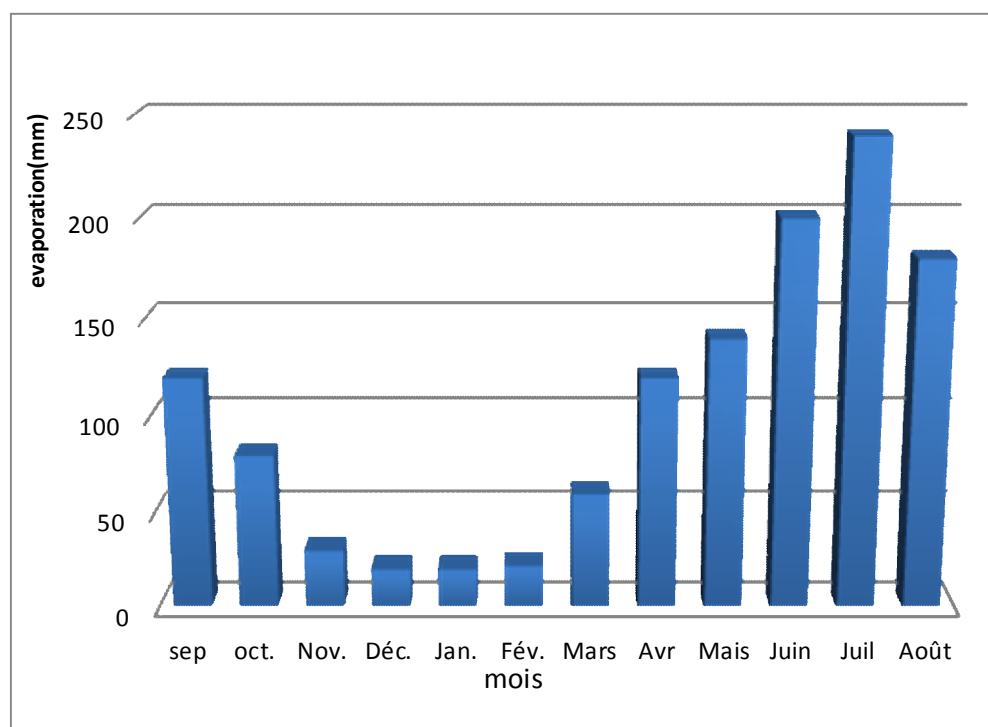


Figure II N° 3.2 Répartition de l'évaporation mensuelle

II.3.3- Données pluviométrique :

Le station disponible au voisinage du bassin et la plus proche du site sont présentée dans le Tableau N° II.3.3

I

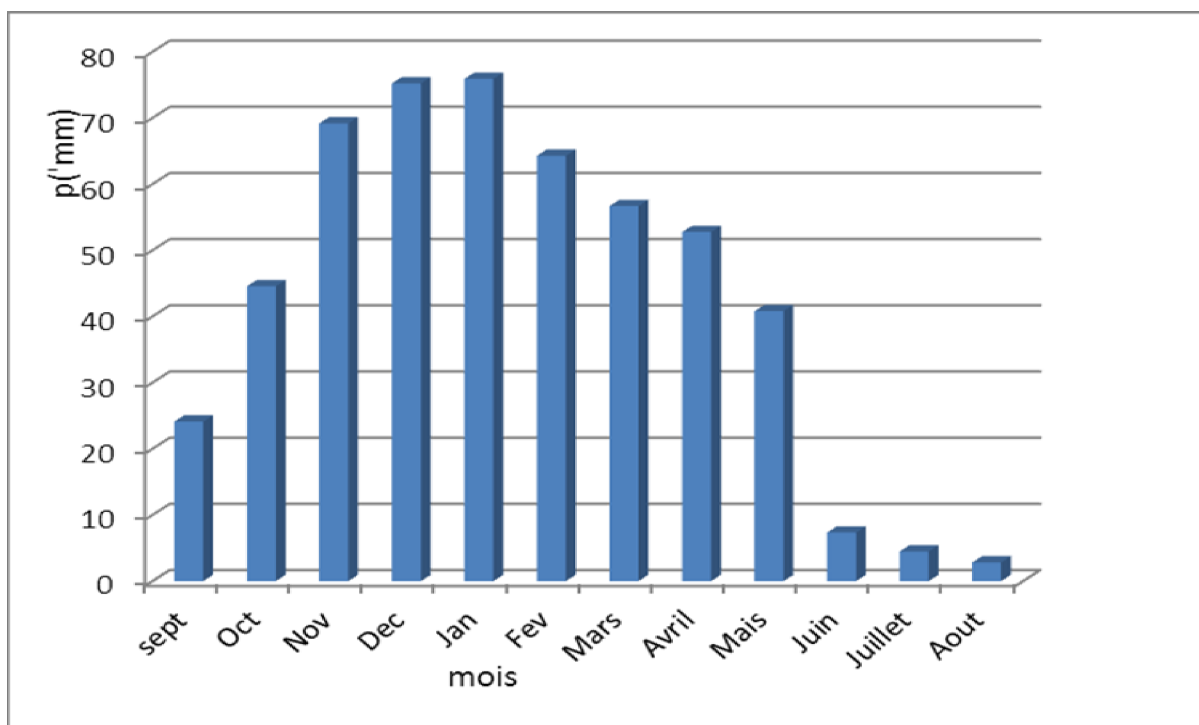
Tableau. II N° 3.3.: le station pluviométrique.

Station	Code	source	Coordonnées			Années de service	N
			X (km)	Y (km)	Z (m)		
MEDEA	11-50-9	A.N.R.H	504	329,8	935	1973-2010	37ANS

La série pluviométrique disponible et la plus adéquate au site de barrage de MARGUEBE EL AGABE est celle donnée par la station pluviométrique de MEDEA la série donne sur un étendue de 37 ans la pluie maximal journalière (voir Annexe A1) et la pluie totale annuelle ;

Tableau II N° 3.4 La répartition mensuelle des pluies.

mois	sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avril	Mais	Juin	Juillet	Aout	Total
pluies en mm	24,11	44,56	69,19	75,227	75,91	64,28	56,67	52,76	40,79	7,33	4,48	2,82	518,12
pluies en %	4,68	8,45	13,43	14,41	14,73	12,47	10,80	10,24	7,914	1,42	0,869	0,547	100,0

**Figure II N° 3.3 La répartition mensuelle annuelle des pluies**

II-4. : Choix de la loi d'ajustement

II.4.1 Ajustement des pluies maximales journalières pluies

L'ajustement des pluies maximales journalières sera effectué à l'aide du logiciel "hyfran"

Tableau II N° 4.1 Paramètres statistiques de l'échantillon :

Nombre d'observations	37	Coefficient de variation	Cv= 0,506
Minimum	20.0	Coefficient d'asymétrie	C _s = 1.64
Maximum	156	Coefficient d'aplatissement	C _k = 4.96
Moyenne	61.0	Ecart-type	30.8
Médiane	30.8		

II.4.2 Ajustement à la loi normale :

- Calcul des fréquences expérimentales (au non dépassement » :

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

m : numéro d'ordre de la valeur

N : taille de l'échantillon

Paramètres d'ajustement à la loi normale :

$$X_{p\%} = X_{\text{moy}} + \delta U_{p\%}$$

X_{moy} : hauteur de pluie moyenne

δ : Ecart -type

$U_{p\%}$: variable réduite de gauss

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau 8

Après teste de l'adéquation de notre série par le χ^2 en trouve les résultats statistiques suivantes : $\chi^2 = 7,32$; $P = 0,1976$ et le degré de liberté = 5 en peut conclure que nous pouvons accepter l'échantillon provient d'une loi normale au niveau de signification de 5%

III.4.3 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton (loi de log-normale)

Le procédé d'ajustement est identique à celui établi pour la loi de Gumbel, seul la représentation graphique change ou elle est faite sur papier log-normale.

La loi de GALTON à une fonction de répartition qui s'exprime selon la formule suivante :

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

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

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

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

$$\text{Log } X = \frac{\sum_i^{38} \text{Log } X_i}{N}$$

Les calculs sont faits à l'aide de logiciel HYFRAN et les résultats de l'ajustement à la loi log normale (GALTON) sont données par (Tableau II. N°4.1.) et (Figure II.4.1.2):

Tableau II. N°4.3: Représentation graphique de la loi Normale

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
10000.0	0.9999	294	61.9	[172 – 415]
2000.0	0.9995	242	45.9	[152 – 332]
1000.0	0.9990	221	39.8	[143 – 299]
200.0	0.9950	175	27.3	[122 – 229]
100.0	0.9900	157	22.6	[113 – 201]
50.0	0.9800	139	18.3	[103 – 175]
20.0	0.9500	115	13.2	[89.5 – 141]
10.0	0.9000	97.9	9.85	(78.6 – 117)]
5.0	0.8000	80.3	6.95	[66.7 - 93.9]
Moyenne				60.8
Ecart-type				28.9
Médiane				55.0
Coefficient de variation (Cv)				0,474
Coefficient d'asymétrie (Cs)				1,53
Coefficient d'aplatissement (Ck)				7.43

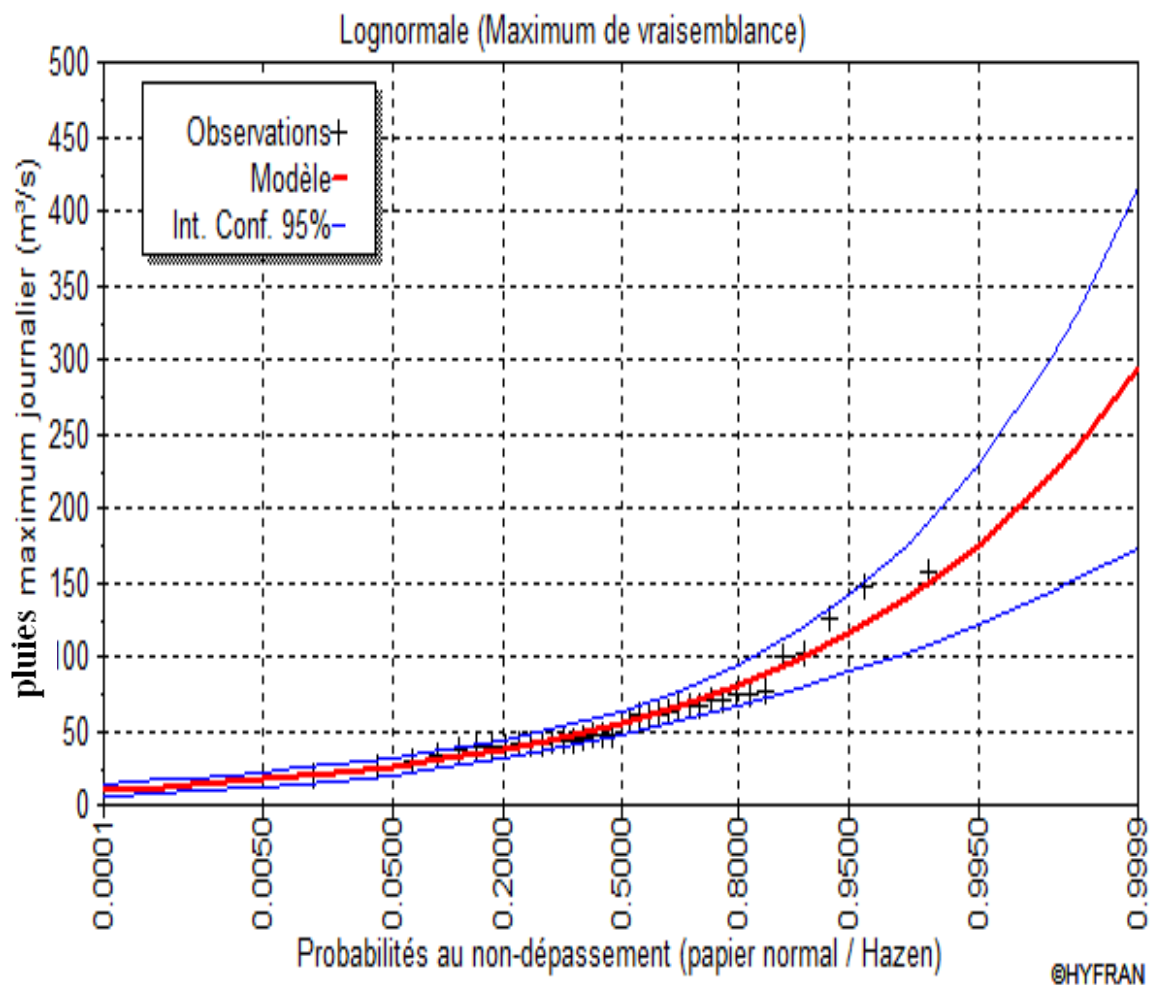


Figure N°II.4.2 Ajustement à la loi LOG-NORMALE

II.4.3.1 Comparaison des résultats

Dans le reste des calculs en opte pour la valeur des précipitations données par l'ajustement aux lois Log Normale parce que c'est la mieux ajuster qui la loi Normale utilisées les résultats de calcul sont résumés dans le tableau N° 14

Tableau II.4.4 : Pluie maximales journalières pour les différentes fréquences

Fréquence(%)	0,1	1	2	5	10	20	50
Période de retour (ans)	1000	100	50	20	10	5	2
Précipitations (mm)	221	157	139	115	97.9	60,2	80.3

II.5. Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités :

Pour une période donnée (24 h) et une fréquence donnée, on peut estimer les pluies de courtes durées par la formule de Montanami. $P_{\max,t,p\%} = P_{\max,j,p\%} \left(\frac{t}{24} \right)^b$

$P_{\max,t,p\%}$: Pluie de courte durée de même fréquence que $P_{\max,j,p\%}$ [mm].

$P_{\max,j,p\%}$: Pluie maximale journalière pour une fréquence donnée [mm].

t : Temps [heure]. = le temps de concentration

b : Exposant climatique (d'après al station de BORDI AGHA $b = 0,41$).

Les résultats de calcul de $P_{\max,t,p\%}$ et I_0 sont donnés dans le Tableau N°.II.5.1 pour le tracer

des courbes IDF voir Figure 10-11

Tableau II. N°5.1 Les résultats de calcul de $P_{\max,t,p\%}$ et I_0

Fréq	0.1%		1%		2%		5%		10%		5%	
T	1000		100		50		20		10		5	
Temps (h)	$P_{\max,t}$ (mm)	I_0 (mm/h)	$P_{\max,t}$ (mm)	I_0 (mm/h)	$P_{\max,t}$ (mm)	I_0 (mm/h)	$P_{\max,t}$ (mm)	I_0 (mm/h)	$P_{\max,t}$ (mm)	I_0 (mm/h)	$P_{\max,t}$ (mm)	I_0 (mm/h)
0,50	16,42	32,84	20,02	40,04	23,52	47,03	28,43	56,85	32,11	64,21	45,19	90,39
1,00	21,82	21,82	26,60	26,60	31,25	31,25	37,77	37,77	42,66	42,66	60,05	60,05
2,00	29,58	14,08	36,06	17,17	42,36	20,17	51,20	24,38	57,83	27,54	81,40	38,76
3,00	34,23	11,41	41,74	13,91	49,03	16,34	59,26	19,75	66,93	22,31	94,22	31,41
6,00	45,49	7,58	55,45	9,24	65,14	10,86	78,74	13,12	88,93	14,82	125,18	20,86
9,00	53,71	5,97	65,48	7,28	76,92	8,55	92,98	10,33	105,02	11,67	147,82	16,42
12,00	60,44	5,04	73,68	6,14	86,55	7,21	104,61	8,72	118,16	9,85	166,33	13,86
15,00	66,23	4,42	80,74	5,38	94,84	6,32	114,64	7,64	129,48	8,63	182,26	12,15
18,00	71,37	3,96	87,01	4,83	102,21	5,68	123,53	6,86	139,53	7,75	196,41	10,91
21,00	76,02	3,62	92,68	4,41	108,87	5,18	131,59	6,27	148,64	7,08	209,23	9,96
24,00	80,30	3,35	97,90	4,08	115,00	4,79	139,00	5,79	157,00	6,54	221,00	9,21

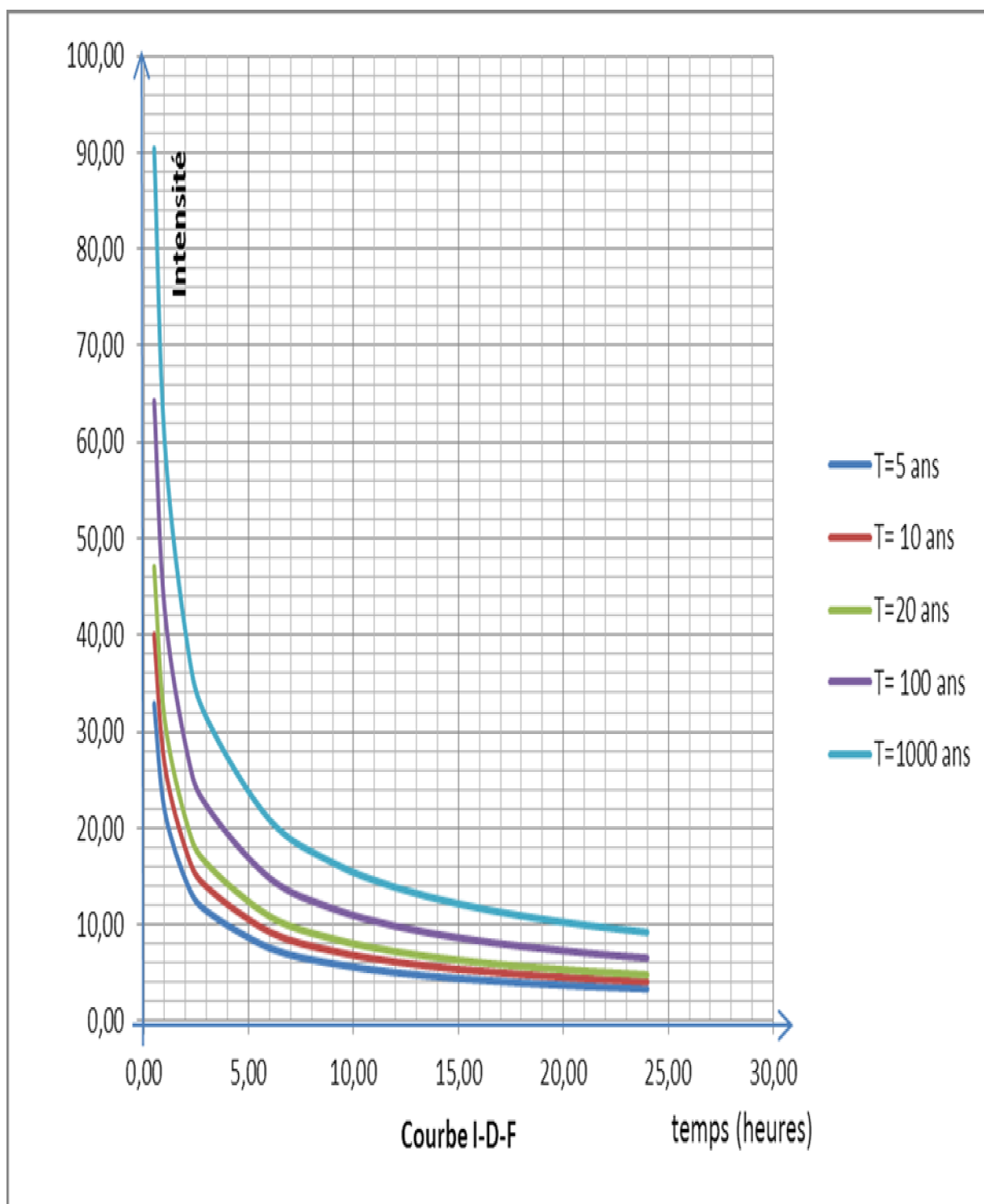


Figure II. N° 5.1 Courbet I-D-F

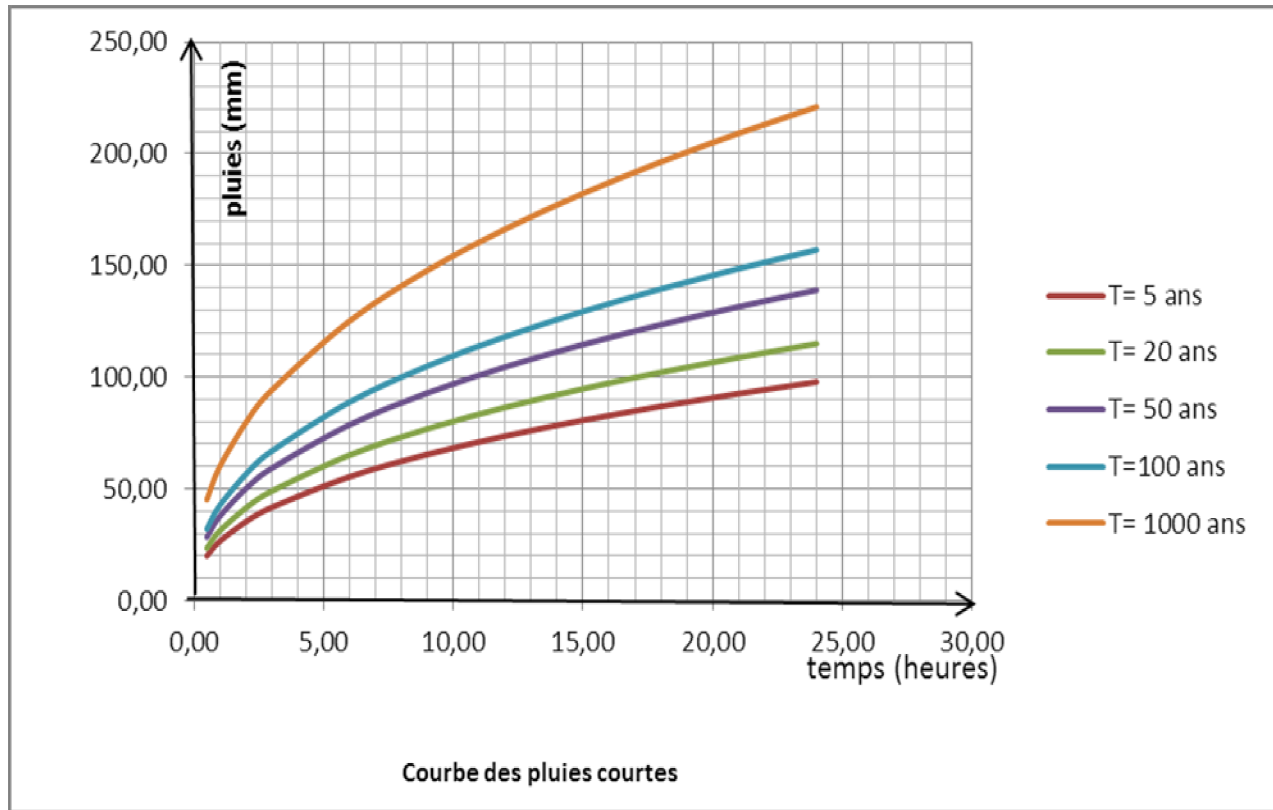


Figure II. N°5.2 Courbe des pluies courtes

II.5.1 Etudes des apports :

A base de manque de séries hydrométriques au niveau du talweg principal, car la station hydrométrique n'existe pas dans la région, nous sommes obligés d'estimer les apports à partir des formules empiriques.

III.5.1.1 Apports liquides :

✓ Formule de MEDINGUER :

On a

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

L_e : Lamé d'eau écoulée [mm].

P : Pluie moyenne annuelle [m].

AN :

$$L_e = 1,024 \cdot (0,51812 - 0,26)^2 = 68,22 \text{ m}$$

L_e : Lamé d'eau écoulée [mm].

P : Pluie moyenne annuelle [m].

On a encore :

$$A_0 = L_e \cdot S = 68,22 \cdot 10^{-3} \cdot 6,75 \cdot 10^6 = 0,461 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

✓ Formule de SAMIE :

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

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

S : Surface du bassin versant en [km²] ;

L_e : Lamme d'eau écoulée en [mm].

A.N : $L_e = 0,518121^2 (293 - 2,2\sqrt{6,75}) = 77,12 \text{ mm}$

$$A_0 = L_e \cdot S = 77,12 \cdot 10^{-3} \cdot 6,75 \cdot 10^6 = 0,526 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

✓ Formule de Mallet – Gauthier :

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

L_e : Lamme d'eau écoulée en [mm].

A.N : $L_e = 0,6 \cdot 0,518121 (1 - 10^{-0,36 \cdot 0,518121^2}) = 0,062 \text{ m}$

$$A_0 = L_e \cdot S = 0,062 \cdot 6,75 \cdot 10^6 = 0,456 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

✓ Formule de Deri II :

$$A_0 = 0,513 \cdot P_{\text{moy}}^{2,683} \cdot D_d^{0,5} \cdot S^{0,842} \quad [10^6 \text{ m}^3]$$

D_d : Densité de drainage [km/km²]. = 5,344

A.N :

$$A_0 = 0,513 \cdot 0,518121^{2,683} \cdot 5,344^{0,5} \cdot 6,75^{0,842} = 1,01 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

Tableau II. N° 5.2 récapitulatif de calcul des Apports moyen interannuel

Formule	A_0 (M m ³)
MEDINGUER	0,461
SAMIE	0,526
Mallet – Gauthier	0,456
Deri II	1,01

✓ On opte pour la valeur moyenne entre les 4 méthodes

$$A_{\text{moy}} = \frac{0,461 + 0,526 + 0,456 + 1,01}{4} = 0,613 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

III.5.1.2. Caractéristiques de l'écoulement :

III.5.1.2.1. Module de l'écoulement (M_e):

$$M_e = \frac{A_0}{T}$$

A_0 : Apport moyen annuel [litres].

T : Temps d'une année en [secondes] " $T = 31,536 \cdot 10^6$ secondes".

AN: $M_e = \frac{0,613 \cdot 10^6}{31,536 \cdot 10^6} = 0,01943 \text{ l/s}$

III.5.1.2.2. Module de l'écoulement relatif ou spécifique (M_0):

On a :

$$M_0 = \frac{A_0}{S}$$

M_0 : Module de l'écoulement ([l/s/ km²].

S : Superficie du bassin [Km²].

AN:

$$M_0 = \frac{0,01943}{6,75} = 2,9 \text{ l/s/km}^2$$

III.5.1.2.3. Lamme d'eau écoulée:

On a : $L_e = \frac{A_0}{S}$ $L_e = \frac{0,613 \cdot 10^6}{6,75 \cdot 10^6} = 0,091 \text{ m} = 91 \text{ mm}.$

AN:

III.5.1.2.4. Coefficient de l'écoulement :

Il est donné par : $C_e = \frac{L_e}{P_{\text{moy}}}$ P_{moy} : Pluie moyenne annuelle en [mm] ;

L_e : Lamme d'eau écoulée en [mm]. AN: $C_e = \frac{91}{518,121} = 0,176$

II.5.1.2. Coefficient de variation : C_v

on doit utiliser les formules empiriques.

Formule de SOKOLOVSKY:

On a : $C_v = a - 0,063 \log_{10} (S + 1)$

Avec : $a = 0,78 - 0,29 \log_{10} (M_0)$ **A.N :** $\rightarrow a = 0,65 - 0,29 \log_{10} (2,9) = 0,512$

A.N : $\rightarrow C_v = 0,513 - (0,063 \log_{10} (6,75 + 1)) = 0,457$

Formule de OURKGUIPROVODKHOZ :

$C_v = \frac{0,7}{M_0^{-0,127}}$ **A.N :** $\rightarrow C_v = \frac{0,7}{2,9^{-0,127}} = 0,80$

Formule de L'ANTONOV :

$C_v = \frac{0,7}{(S + 1000)^{0,097}}$ **A.N :** $\rightarrow C_v = \frac{0,7}{(6,75 + 1000)^{0,097}} = 0,358$

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le Tableau.N°5.3

Tableau II. N°5.3: récapitulatif des résultats des coefficients des variations.

Formule	C_v
SOKOLOVSKY	0,512
OURKGUIPROVODKHOZ	0,80
L'ANTONOV	0,358

On prend le coefficient $C_v = 0.512$ celle de **SOKOLOVSKY**.

II.6. Irrégularité des apports :**II.6.1. Estimation fréquentielle des apports :**

est donnée comme suit :

$$A_{\%} = \frac{A_0 \cdot e^{U \cdot \sqrt{\ln(C_v^2 + 1)}}}{\sqrt{C_v^2 + 1}} = \frac{0,613 \cdot e^{U \cdot \sqrt{\ln(0,512^2 + 1)}}}{\sqrt{0,512^2 + 1}} = 1,368 \cdot e^{0,47 \cdot U}$$

$A_{\%}$: 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 II.

Tableau II. N°6.1: l'Apport fréquentielle.

Période de retour (an)	4 / 5	10	50	100	1000
Fréquence (%)	80	10	2	1	0.1
Le variable réduit "u"	-0,841	1,282	2,054	2,327	3,091
Apport (Mm ³)	0,364	1,013	1,47	1,677	2,424

II.6.2. Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80% :

Voir tableau II.N°.6.2et la répartition des pluies Tableau N°9

Tableau II. N°6.2: Répartition des Apports mensuelles de fréquence 80%.

mois	sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avril	Mais	Juin	Juillet	Août	Total
$A_{80\%}$ (Mm ³)	0,017	0,031	0,048	0,052	0,054	0,045	0,039	0,037	0,028	0,0057	0,0045	0,0028	0,364
Apports en %	4,68	8,45	13,43	14,41	14,73	12,47	10,80	10,24	7,914	1,42	0,869	0,547	100,00

II.6.2-Apport solide:

Les apports solides dépendent de l'étendue et du relief du bassin versant, la nature géologique des sols et de leur résistance à l'érosion ou elle est liée elle-même à la

II.6.2.1- Estimation des apports solides

- Formule de TIXERON:

$$\text{Avec : } V_m = \frac{Q_s \cdot S \cdot T}{\delta_s} \quad \text{Avec} \quad Q_s = \alpha \cdot L_e^{0.15}.$$

Q_s : Débit solide en [tonne/an].

δ_s : Poids spécifique des sédiments [1,6 t/m³].

T : temps d'exploitation [T = 20 ans]

α : Caractéristique de perméabilité. $\alpha=350$

A.N :

$$Q_s = 75 \cdot 91^{0.15} = 147,54 \text{ t/an}$$

$$V_m = \frac{147,54 \cdot 6,75 \cdot 20}{1,6} = 12448,687 \text{ m}^3$$

En opte pour la formule de **Formule de TIXERON** comme volume mort de notre retenue pour une période d'exploitation de 20 ans $V_m = 12448,687 \text{ m}^3 = 0.012 \text{ Mm}^3$

III.7. Etude des crues les Formules empiriques:

III.7.1 Formules empiriques:

- Formule de MALLET - GAUTHIER :

On a:

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

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

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle [m].

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

L : Longueur du talweg principal [Km].

K : coefficient dépendant des caractéristiques du bassin varie entre 1 et 3 [$K = 2$].

A : Paramètre du bassin varie entre 20 et 30 [$A = 20$].

T : période de retour [an].

$$Q_{\max, p\%} = \frac{2 \cdot 2 \cdot \log(1 + 20 \cdot 0,518) \cdot 6,75 \cdot \sqrt{1 + 4 \log T - \log 6,75}}{\sqrt{7,37}} = 10,50 \cdot \sqrt{4 \log T - 0,830}$$

Le Tableau II. N°7.1. nous donne les résultats de calcul pour différents périodes de retour.

Tableau II . N°7.1: récapitulatif des résultats de la formule Mallet- Gauthier.

Période de retour (an)	100	50	20	10
$Q_{\max} (\text{m}^3/\text{s})$	28,12	25,65	21,96	18 ,69

- Formule de SOKOLOVSKY:

$$\text{On a : } Q_{\max, p\%} = \frac{0.28 \cdot (P_{\text{ct}} - H_0) \cdot \alpha \cdot F \cdot S}{T_c}$$

S : Superficie du bassin [Km^2].

T_c : temps de concentration[h].

P_{ct} : pluie fréquentielle de courte durée correspondant au temps de concentration.

H_0 :Perte initiale [$H_0 = 7\text{mm}$].

α : Coefficient de ruissellement de la crue pour une période donnée voir Tableau1

$$\alpha_p = \frac{\sqrt{Xp} - \sqrt{H0}}{\sqrt{Xp} + \sqrt{H0}} \quad \text{Avec :}$$

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

$H0$: perte d'eau initiale

Tableau II N° 7.2: valeur de α en fonction de la fréquence

Fréquence (%)	0,1	1	2	5
α	0.80	0,70	0.65	0.60

F : Coefficient de forme de la crue $\left[F = \frac{12}{4 + 3\gamma} \right]$

Tableau II. N° 7.3 : valeur de γ en fonction de bassin versant.

condition	γ
Surface du B.V compris entre 1 et 50 km ²	$\gamma = 2$
Pour un bassin boisé avec un sol peut perméable	$2 \leq \gamma \leq 2.5$
Pour un bassin boisé	$3 \leq \gamma \leq 4.$

On prend : $\gamma = 2$ (Voir Tableau N° 24) D'où : $F = 1.2$

$$Q_{\max, p\%} = \frac{0.28 \cdot (P_{ct} - 7) \cdot \alpha \cdot 1,2 \cdot 6,75}{2,65} = 0,856 \cdot (P_{ct} - 7) \cdot \alpha$$

Les résultats de calcul sont inscrits dans le Tableau.

Tableau II. N° 7.4: récapitulatif des résultats de la formule de Sokolovski.

Période de retour (an)	1000	100	50	20
Fréquence	0.1%	1%	2%	5%
P_{ct} (mm)	30,87	36,87	43,31	52,35
$\alpha_{p\%}$	0.80	0,70	0.65	0.60
$Q_{\max p\%}$ (m ³ /s)	16,34	17,89	20,20	23,29

Formule Terraza.

On a : $Q_{\max, p\%} = \frac{C \cdot I_{tc} \cdot S}{3.6}$

S : Superficie du bassin versant (Km²).

C : Coefficient de ruissellement en fonction de la probabilité donnée.

I_{ct} : Intensité des pluies pour une fréquence donnée correspondant au temps de concentration [mm/h]. le Tableau II. N°7.5 résume les calculs de cette formule

Tableau II. N°7.5 : récapitulatif des résultats de la formule Terraza.

Fréquence (%)	0,1	1	2	5
C	0,70	0,65	0,625	0,60
I_{tc} (mm/h)	10,08	12,28	14,43	17,44
Q_{max} (m ³ /s)	13,23	14,96	16,91	19,62

Les résultats de calcul de toutes les formules sont représentés dans le Tableau 21

Tableau II. N°7.6 : récapitulatif des résultats de débit de crue.

Formule	$Q_{0,1\%}$ (m ³ /s)	$Q_{1\%}$ (m ³ /s)	$Q_{2\%}$ (m ³ /s)	$Q_{5\%}$ (m ³ /s)
Mallet - Gauthier	28,12	25,65	21,96	18,69
Sokolovsky	16,34	17,89	20,20	23,29
Terraza	13,23	14,96	16,91	19,62

II.8.) Hydrogramme de crues :

L'hydro gramme de crue sera établi selon la méthode de Sokolovsky. Cette méthode assimile l'hydro gramme de crue à deux équations paraboliques l'une pour la montée de la crue et l'autre pour la décrue.

- Pour la montée de la crue

$$Q_m = Q_{max} \left(\frac{t}{t_m} \right)^x$$

- Pour la décrue

$$Q_d = Q_{max} \left[\frac{(t_d - t)}{t_d} \right]^y$$

Où :

t_m : Temps de montée de la crue [$t_m = t_c = 1.63$].

t_d : temps de la décrue [$t_d = \delta \cdot t_m$].

x, y : puissances des courbes [$x=2$; $y=3$].

δ : Coefficient qui dépend des caractéristiques du bassin versant.

Pour notre bassin $\delta=2$

Les résultats obtenus pour les différentes fréquences sont représentés dans le Tableaux suivant.

Tableau II. N°8.1 : récapitulatif des résultats de calcul pour tracé le Hydro Gramme du crue

temps	Qmax(0,1%)	Qmax (1%)	Qmax (2%)	Qmax(5%)
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,50	1,04	0,95	0,81	0,69
1,00	4,16	3,79	3,25	2,76
1,50	9,36	8,54	7,31	6,22
2,00	16,64	15,18	12,99	11,06
2,60	28,12	25,65	21,96	18,69
3,00	4,39	4,00	3,43	2,92
3,5000	2,76	2,52	2,16	1,84
4	1,60	1,46	1,25	1,06
4,5	0,82	0,75	0,64	0,54
5	0,35	0,32	0,27	0,23
5,5	0,10	0,09	0,08	0,07
6	0,01	0,01	0,01	0,01
6,5	0,00	0,00	0,00	0,00

12	9,31		12,61	15,01
13	7,17	8,49	9,71	11,56
14	5,39	6,38	7,30	8,69
15	3,93	4,65	5,32	6,33
16	2,76	3,27	3,74	4,45
17	1,85	2,19	2,50	2,98
18	1,16	1,38	1,58	1,88
19	0,67	0,80	0,91	1,09

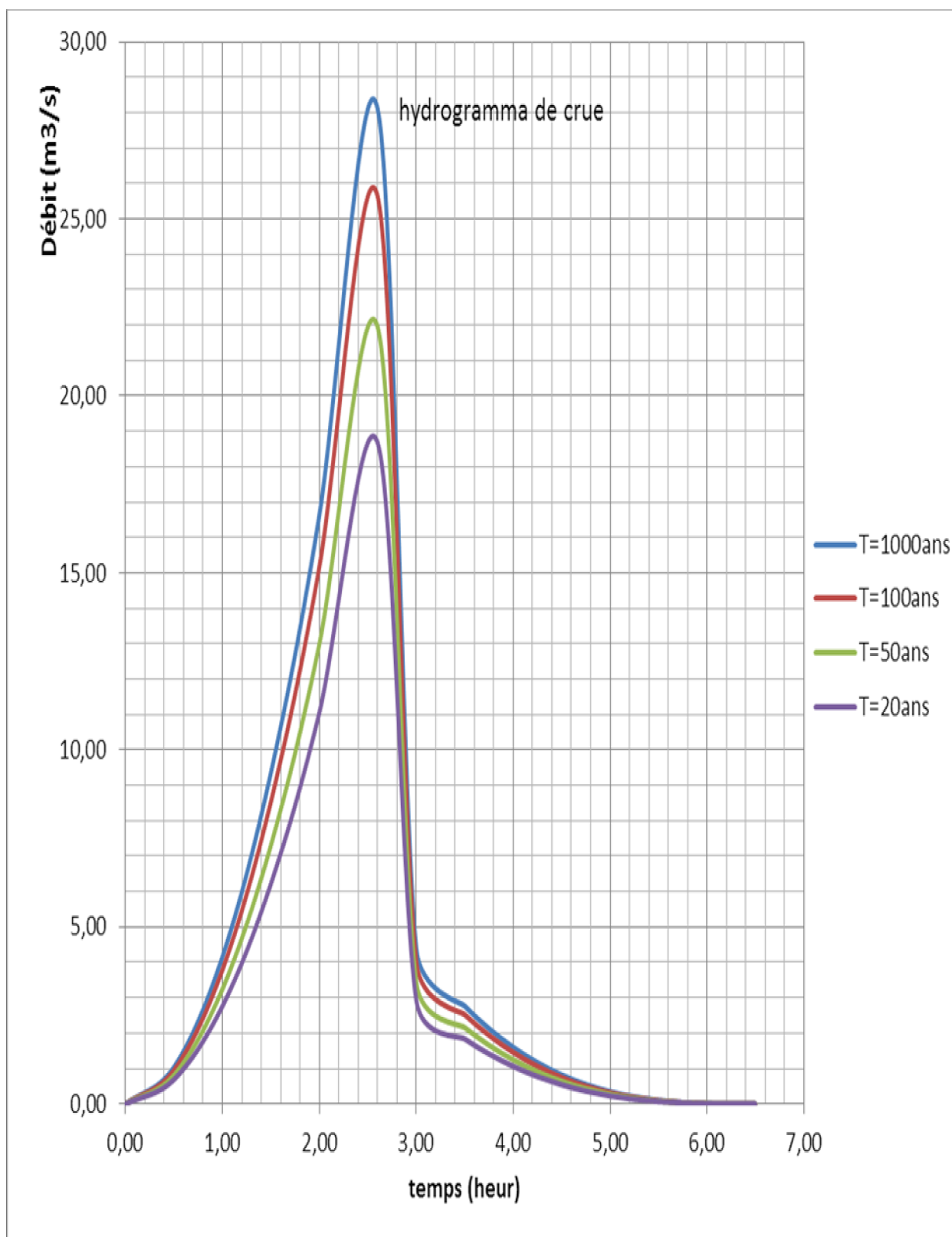


Figure. II. N°8.1. Hydrogramme de crue pour différentes périodes de retour

II.9 Choix de la crue de projet :

La crue de projet ; c'est la crue maximale que l'ouvrage doit avoir l'aptitude de l'évacuer pour une fréquence considérée sans dommage ; ceci est choisi en fonction de la taille, l'importance de l'ouvrage à réaliser et en fonction de l'aspect économique de la construction et surtout les risques des crues à l'aval.

On opte pour une crue de projet qui correspondante au période de retour de 100 ans voir (Annexe A2), c'est-à-dire $Q_{1\%}=25,65\text{m}^3/\text{s}$.

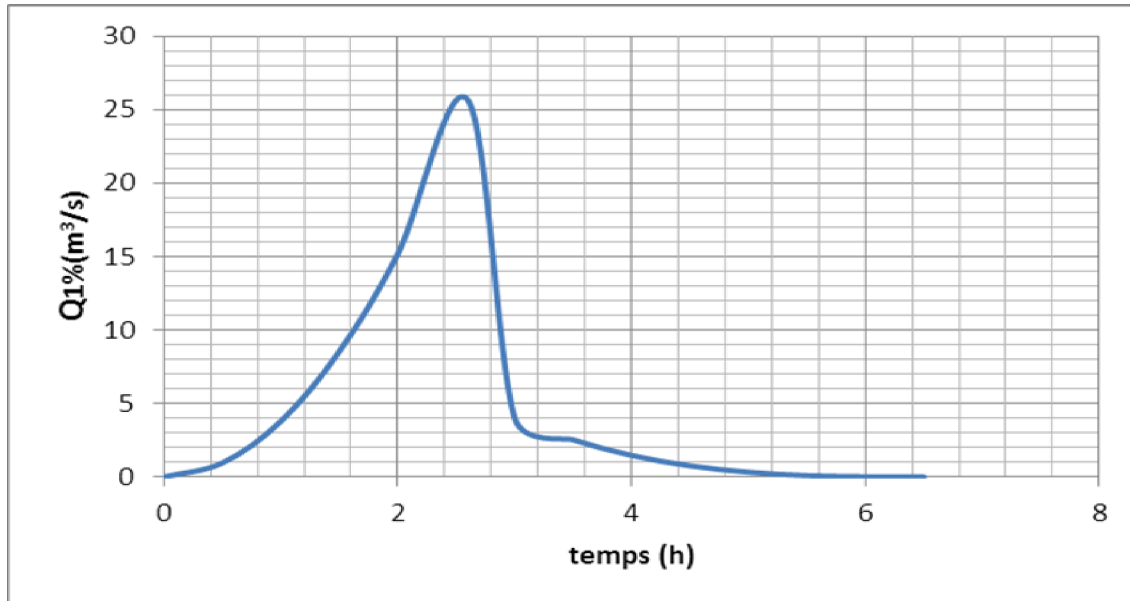


Figure II. N°9.1: Hydrogramme de crue de projet a une période de retour 100 ans.

Nous considérons que la valeur maximale de l'hydrogramme de crue correspondante la plus proche de la valeur moyen et on prend comme un débit de projet :

$$Q_{\max} = 25.65 \text{ m}^3/\text{s}$$

D'où :

$$Q_{\text{crue projet}} = 25.65 \text{ m}^3/\text{s}$$

III-9.1) 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 d'irrigation

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 $M m^3$).
- ♦ La consommation totale ($M m^3$).
- ♦ l'évaporation.
- ♦ Les courbes caractéristiques de la retenue (Fig II.5 et II.6).

La répartition mensuelle de la consommation est donnée dans le Tableau II.24

Tableau II. n°9.1 : Répartition mensuelle de la consommation.

mois	sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Aout	Total
A 80 %	0,017	0,031	0,048	0,052	0,054	0,045	0,039	0,037	0,028	0,0057	0,0045	0,0028	0,364
U 80 %	0.0287	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0163	0.082	0.085	0.0712	0.055	0.3382

II.9.2. 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 hydraulité.
- Détermination des périodes excédentaires et déficitaires sur un cycle Hydrologique.
- Calcul des volumes " V_s " et " V_d ".
- Détermination du type de fonctionnement et calcul le Volume utile.

La période à bonne hydraulité est celle du mois d'octobre jusqu'au mois de Avril

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

Tableau. II. N°9.2.Régularisation saisonnière suivant la 1^{ère} consigne

Mois	W (Mm3)	U (Mm3)	W-U (Mm3)	1ere consigne		
				Vrf (Mm3)	Vri (Mm3)	S (Mm3)
				0,012	0,012	/
Octobre	0,031	0	0,031	0,043	/	/
Novembre	0,048	0	0,048	0,091	/	/
Décembre	0,052	0	0,052	0,143	/	/
Janvier	0,054	0	0,054	0,197	/	/
Février	0,045	0	0,045	0,242	/	/
Mars	0,039	0	0,039	0,281	/	/
Avril	0,037	0,0163	0,021	0,302	0,276	0,025800
Mai	0,028	0,082	-0,054	0,222	/	/
Juin	0,0057	0,085	-0,079	0,143	/	/
Juillet	0,0045	0,0712	-0,067	0,076	/	/
Août	0,0028	0,055	-0,052	0,024	/	/
Septembre	0,017	0,0287	-0,012	0,012	0,012	0,000
Total	0,364	0,3382	-0,264			0,025800

$$V_s = 0,290 \text{ Mm}^3 \quad \text{et} \quad V_d = 0,264 \text{ Mm}^3.$$

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

$$V_u = V_d = 0,264 \text{ Mm}^3$$

Le volume de la retenue normale sera :

$$V_{\text{NNR}} = V_u + V_m = 0,264 + 0,0124 = 0,2764 \text{ Mm}^3$$

II.9.3. Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes :

Les pertes dans la retenue sont à deux sortes :

A) Pertes par évaporation :

On a:

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

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

E_s : Evaporation mensuelle (m).

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

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

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

B) Pertes par infiltration:

C) 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.

δ : Coefficient qui dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette d'après le **tableau III.37**. déterminer

Mois	V moy (m3)	S moy (m2)	E vp (mm)	V evp (m3)	V inf (m3)	Π (m3)
Octobre	39500,000	38215	80	1297,200	79,000	1376,200
Novembre	50000,000	50227	30	486,810	100,000	586,810
Décembre	53000,000	59730	20	344,540	106,000	450,540
Janvier	49500,000	45227	20	364,540	99,000	463,540

Tableau.II.9.3 Régularisation des débits en tenant compte des pertes

Février	42000,000	50227	22	422,994	84,000	506,994
Mars	38000,000	37730	60	1063,800	76,000	113,800
Avril	32500,000	45799	120	1415,880	65,000	148,880
Mai	16850,000	25190	140	1034,600	33,700	168,300
Juin	5100,000	9718	200	943,600	10,200	953,800
Juillet	3650,000	8641	240	1593,840	7,300	1601,140
Août	9900,000	11301	180	2160,180	19,800	2179,980
Septembre	8500,000	11583	120	550,018	17,000	567,018
Total			1232	11127,984	680,000	11807,984

bleau.II.N9.4.Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes)

Mois	W (m3)	U-II (m3)	W-(U-II) (m3)	1ere consigne		
				Vrf (m3)	Vri (m3)	S (m3)
				0,012		
Octobre	0,031	0,000	0,031	0,043		
Novembre	0,048	0,001	0,047	0,090		
Décembre	0,052	0,000	0,052	0,142		
Janvier	0,054	0,000	0,054	0,195		
Février	0,045	0,001	0,044	0,240		
Mars	0,039	0,001	0,038	0,278		
Avril	0,037	0,018	0,019	0,297	0,282	0,015
Mai	0,028	0,082	-0,054	0,227	0,282	-0,055
Juin	0,006	0,085	-0,079	0,147	0,282	-0,135
Juillet	0,005	0,071	-0,066	0,079		
Août	0,003	0,052	-0,050	0,024		
Septembre	0,017	0,029	-0,019	0,120		
Total	0,364	0,35	-0,268			-0,25

C) Estimation de l'erreur :

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

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 vérifiée on doit faire des itérations.¹ D'après le tableau III.38 on a :

$$V_s = 0,285 \text{ Mm}^3 \quad \text{Et} \quad V_d = 0,268 \text{ Mm}^3.$$

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

$$V_u = V_d = 0,268 \text{ Mm}^3$$

$$V_{NNR} = V_u + V_m = 0,268 + 0,0124 = 0,2804 \text{ Mm}^3$$

$$V_{NNR} = 0,2804 \text{ Mm}^3$$

⇒

$$NNR = 383,5 \text{ m.NGA}$$

Tableau.II.9.5 Courbes topographiques et volumétriques

côte (m)	S (m ²)	S moy (m ²)	ΔH (m)	ΔV (m ³)	Vh (m ³)
375	0	3268,27	0	0	0
376	6536,54	10957,61	1	10957,61	10957,61
378	15378,69	26919,97	1	26919,97	37577,58
379	33403,26	32067,86	1	32067,86	69943,44 0
380	30731,45	33403,31	1	33403,31	103346,75
381	36075,06	43278,858	1	43278,858	146624,06
382	50482,65	55417,82	1	55417,82	202041,64
383	60353,67	91775,52	1	91775,52	255443,2
384	121198,98	122344,56	1	122344,56	293816,52
385	123951,64	24109,27	1	24109,27	416160,47
386	125935,52	251609,20	1	251609,20	657252,53

387	126854,48				908861,33
		27150,33	1	271501,33	
388	127342,79				118036,58

Les courbes sont représentées dans la annexe A3

II.10- *Laminage des crues :*

Le laminage des crues est l'amortissement d'une crue qui dépasse le N.N.R dans la retenue par un étalement dans le temps de l'hydrogramme de crue. Le calcul de laminage, permet de réduire les dimensions et le cout de l'ouvrage d'évacuation sans affecter la sécurité de l'aménagement.

Le laminage est d'autant plus important que le volume entre le NNR et NPHE représente une part significative du volume totale de la crue.

Le fonctionnement hydraulique global d'une retenue relevée de l'arithmétique simple: **ce qui reste est égale à ce qui rentre moins ce qui sort.** Cette relation s'écrit aussi trivialement :

$$Q.dt = q.dt + S.dh \dots \dots \dots (III.13)$$

Ou:

Q: le débit entrant de la crue.

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

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

Le débit cumule à l'instant t est :

$$Q - q = S.dh/dt$$

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

Il existe plusieurs procédés de laminage mais nous retenons la méthode de KOTCHERINE car elle donne des résultats précis et fiables.

II.10.1. *Méthode de KOTCHERINE :*

La méthode de KOTCHERINE est base sur les principes suivants :

1. l'hydrogramme de crue est considère comme un triangle ou un trapèze,
2. les débits transitent par l'évacuateur de crue se déversent selon une fonction linéaire,
3. le laminage commence avec le remplissage de la cuvette au niveau normale de la retenue (NNR).

4. les pertes par infiltration et évaporation sont considérées comme nulles au moment de la crue.

III.10.2. Estimation du débit de crue laminée :

Le volume stocké est exprimé selon la relation suivante :

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

V_F : le volume d'eau en charge,

V_C : le volume de la crue,

$Q_{\%}$: le débit de la crue,

q_{lam} : le débit laminé.

De cette relation se déduit le débit de crue laminée :

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

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

II.10.3. Estimation de la charge au dessus du déversoir :

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

avec la relation :

$$q = m \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2}$$

m : coefficient de débit, dépendant notamment de l'épaisseur du déversoir par rapport à la charge H , et de la forme de la crête du déversoir, et égal à 0,49;

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

L : la largeur de déversoir,

H : la charge sur le déversoir (on fait varier de 0,3 à 1,3 m),

Connaissant ce débit et parce qu'aussi :

$$q = S \cdot V_{\text{moy}} \quad \text{Et} \quad S = L \cdot (H + P) \quad \text{en prenant } P = 1 \text{ m}$$

P : la hauteur de pelle.

Variables H et L , Les relations s'ajustent automatiquement

Tableau:II.N°10.1. 1^{ère} étape de calcul.

donnees		largeur	hauteur	debit	surface	vitesse	Wd
---------	--	---------	---------	-------	---------	---------	----

g	9,81	5	0,3	1,601231276	6,5	0,24634	12020
α	1	8	0,5	5,512481837	12	0,45937	17911,55211
2*g	19,62	10	0,7	11,41429882	17	0,67143	32324,0699
2.g^{0,5}	4,42945	13	0,9	21,63262862	24,7	0,87581	38761,31942
Q_{1%}	25,65	15	1,3	43,33197317	34,5	1,256	50768,38442
W_{1%}	97380	18	1,5	64,44831566	45	1,43218	60855,58942
m=	0,44						

Tableau: II. N°10.2. 2^{ème} étape de calcul.

hauteur	vitesse	hauteur tot	debit m3/s					
m	m/s	m	5	8	10	13	15	18
0,3	0,25	0,300	1,601	2,562	3,202	4,163	4,804	5,764
0,5	0,46	0,511	3,557	5,691	7,114	9,248	10,671	12,805
0,7	0,67	0,723	5,990	9,585	11,981	15,575	17,971	21,566
0,9	0,88	0,939	8,868	14,189	17,736	23,057	26,605	31,926
1,3	1,26	1,380	15,805	25,287	31,609	41,092	47,414	56,896
1,5	1,43	1,605	19,806	31,690	39,612	51,496	59,418	71,302

Tableau: II. N°10.3 3^{ème} étape de calcul.

h	Vch	q	debit m3/s					
			5	8	10	13	15	18
0,3	1245	24,537	1,601	2,562	3,202	4,163	4,804	5,764
0,5	16354	21,837	3,557	5,691	7,114	9,248	10,671	12,805
0,7	29252	19,005	5,990	9,585	11,981	15,575	17,971	21,566
0,9	38945	16,546	8,868	14,189	17,736	23,057	26,605	31,926
1,3	51568	12,063	15,805	25,287	31,609	41,092	47,414	56,896
1,5	60786	9,639	19,806	31,690	39,612	51,496	59,418	71,302

La détermination de la largeur de déversoir ainsi que le débit correspondant se fait graphiquement après la réalisation du graphe $q = f(h)$ comme montre les figures

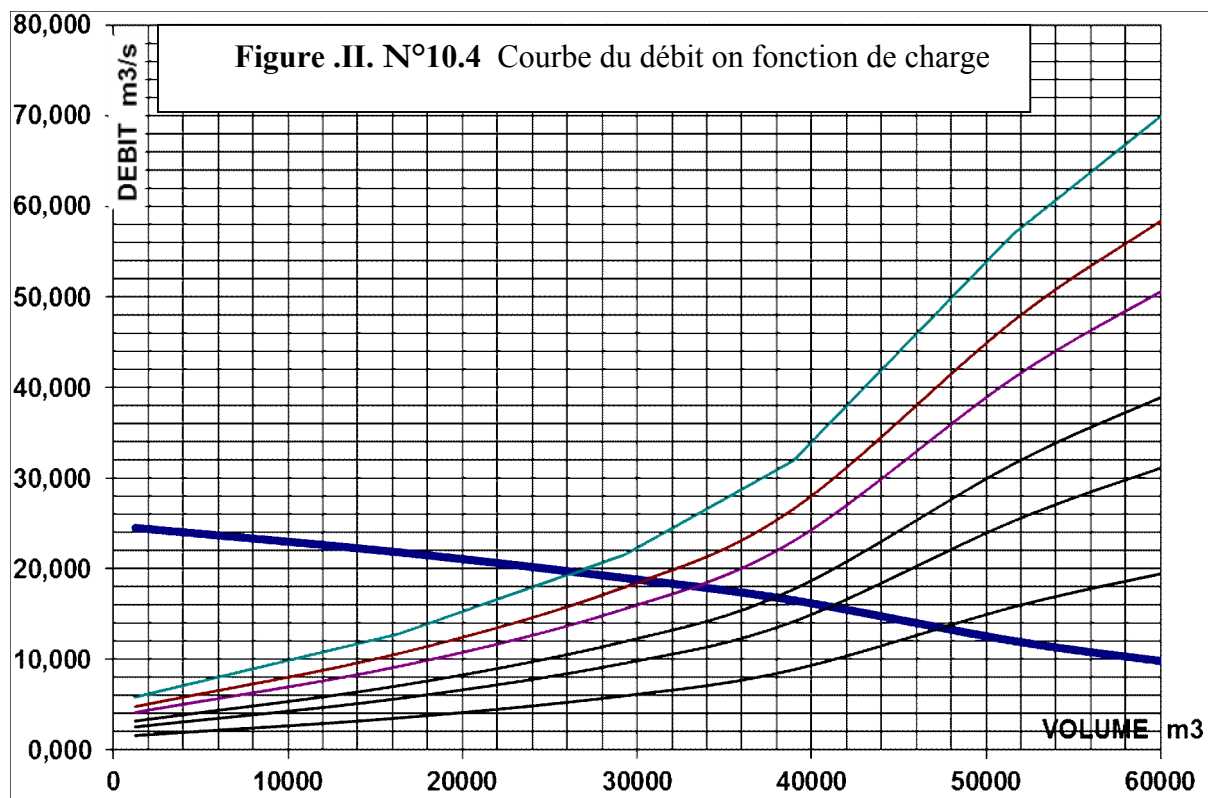
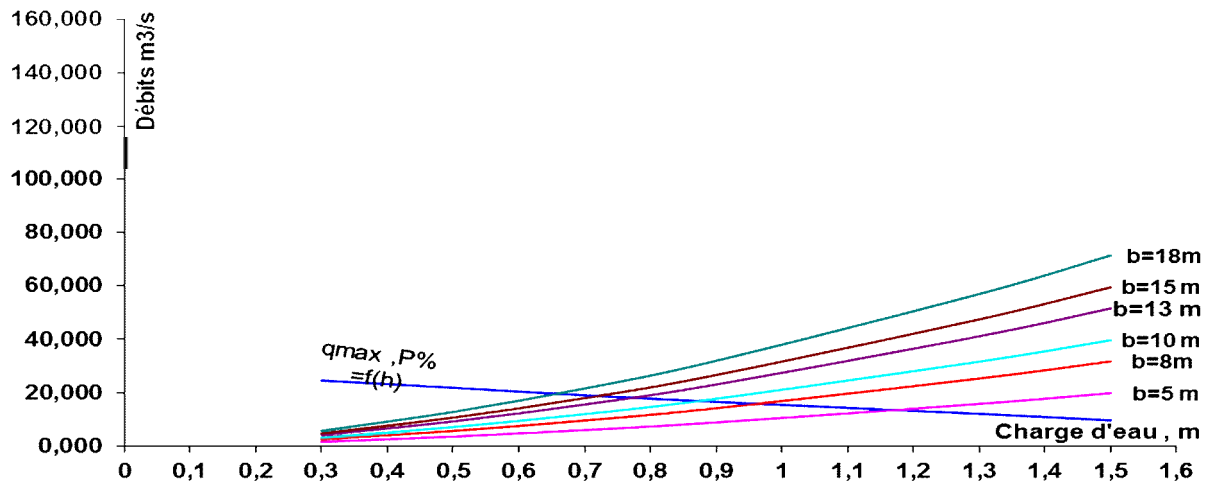


Figure II. N°10 .5: courbe du débit en fonction du volume

Tableau. II. N°10.4 : récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine.

Largeur	Hauteur	Debit	COTE	V _{forcé}
m	m	lam ,m ³ /s	PHE,m	(m ³)
5	1,2	14	384,7	29252

8	0,95	16	384,45	23556
10	0,90	17,7	384,38	22486
13	0,76	18	384,26	21316
15	0,72	19	384,22	17345
18	0,66	20	384,16	15354

II.10.4- Etude d'optimisation :

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

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

II.10.4-1 Calcul du cout approximatif de la digue :

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

$$V_B = \sum V_i \quad \text{Avec} \quad V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot L_i$$

V_i : le volume du barrage à la cote i .

L_i : Distance entre deux coupes voisines.

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

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

m_1, m_2 : Les fruits des talus .

b : Largeur en crête (m).

H_i : Hauteur de la tranche au point i $[H_i = \text{NNR} - C_f + R + h_{\text{dév}}]$

R : Revanche en (m).

III.10.4.1.1) Calcul de la revanche :

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche :

a) Formule de STEVENSON GAILLARD :

$$R = 0.75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \quad \text{Avec} \quad H = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{F} - 0.26 \cdot \sqrt[4]{F}$$

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

F : largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et direction du barrage appelée Fetch et doit inférieure à 18 kilomètre [F = 0,54 km].

A.N :

$$H = 0.75 + 0.34 \cdot \sqrt{0,54} - 0,26 \cdot \sqrt[4]{0,54} = 0,79 \text{ m}$$

D'où :

$$V = 1,5 + 2 \cdot H = 1,5 + 2 \cdot 0,76 = 3 \text{ m/s}$$

Donc :

$$R = 0.75 \cdot 0,79 + \frac{3^2}{2 \cdot 9,81} = 1,05 \text{ m}$$

b) Formule de MALLET et PAQUANT :

$$R = 0.75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \quad \text{Avec} \quad H = 0.5 + 0.33 \cdot \sqrt{F} .$$

A.N : $H = 0.5 + 0.33 \cdot \sqrt{0,54} = 0,74 \text{ m}$

$$V = 1,5 + 2 \cdot H = 1,5 + 2 \cdot 0,74 = 3 \text{ m/s}$$

Donc :

$$R = 0.75 \cdot 0,78 + \frac{3,06^2}{2 \cdot 9,81} = 1,04 \text{ m}$$

c) Formule Simplifiée [5] :

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{F} \dots\dots\dots (III.41)$$

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{0,54} = 1,25 \text{ m}$$

Conclusion :

On prend une valeur plus grande pour assurer la sécurité de retenue :

$$R=1, 25\text{m}$$

H_b : Hauteur du barrage [m];

On admet une valeur de $t = 0,5$ mètre pour le tassement

Pour une charge moyenne de 1,2 m n.j ètre on a :

$$H_b = NNR - C_f + h_{\text{dév}} + R + t. = 383,5 - 375 + 0,9 + 1,25 + 0,50 = 11,15 \text{ m}$$

II.10.4.2 Largeur en crête :

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

1) Formule de KNAPEN T :

$$b_{\text{cr}} = 1.65 \cdot \sqrt{H_b}$$

2) Formule de E- F-PREECE :

$$b_{cr} = (1,1 \cdot \sqrt{H_b}) + 1$$

4) Formule pratique :

$$b_{cr} = \frac{5}{3} \sqrt{H_b}$$

H_b : Hauteur du barrage [m];

Tableau II. N°10.5. : récapitulatif des résultats de calcul de largeur de crête.

Formule	b _{cr} (m)
KNAPPEN	5,41
EF PREECE	4,67
PRATIQUE	5.56

On opte pour une largeur de crête égale à::

$$b_{cr} = 5 \text{ m}$$

II.10.4.3. La longueur en crête :

La longueur de la crête est tirée à $L = 130 \text{ m}$

partir du plan de l'aménagement qui égale à :

Nous avons choisi 10 coupes le long de l'axe de la digue et À partir profil longitudinal de l'axe du barrage, on peut calculer les volumes de la digue correspondants aux différentes largeurs déversantes, calculs des volumes de la digue dans le tableau suivant :

2Résultats de calculs du coût de la digue pour les différentes largeurs déversantes.

On va tenir compte des coûts du seuil déversant et du canal d'approche

Tableau. II. N°10.5. Coût Totale de la digue

		Coût (Millions DA)				
barrage N°	b (m)	cote en crête(m NGA)	digue	déversoir	canal d'approche	global

1	5	384,82	9,50	1,295	1,24	11,17
2	8	384,5478	8,80	1,7325	1,64	12,00
3	10	384,48	8,53	2,058	1,93	12,52
4	15	384,41	8,46	2,877	2,67	14,01
5	18	384,360	8,38	3,381	3,12	14,89

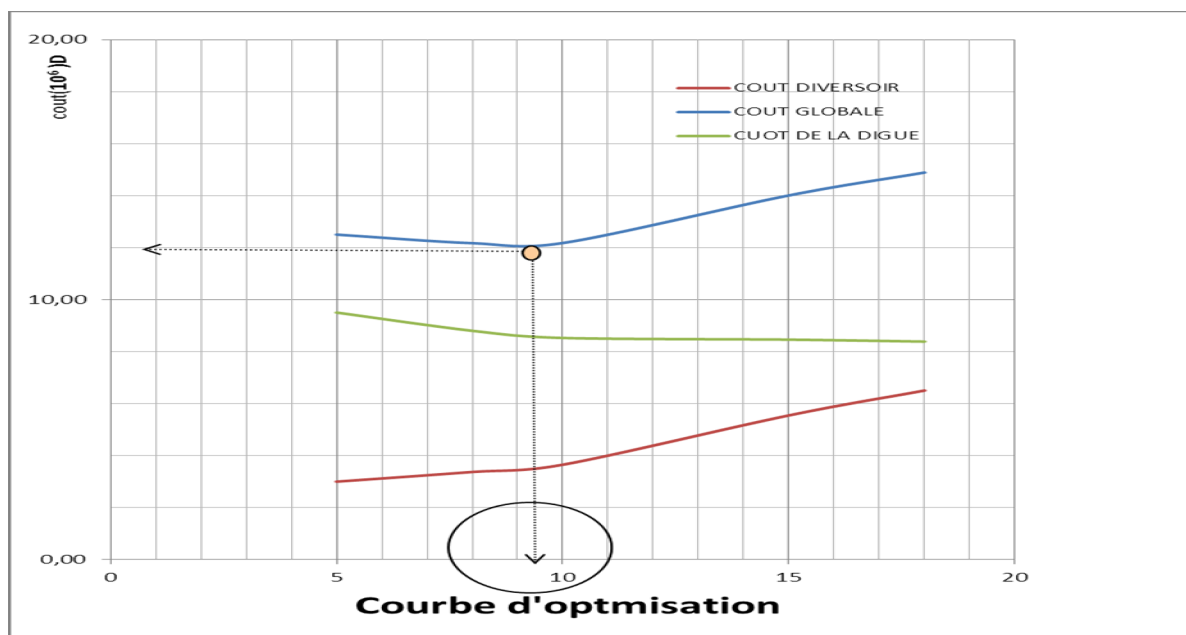


Figure II.10.6: Courbes d'optimisation

D'après la courbe d'optimisation représentée sur la **Figure II.10.6**, la largeur déversant qui donne le coût minimum est correspondre a une largeur du déversoir **10 mètre**. Avec

$h = 0.9 \text{ m} \sim 1 \text{ m}$ Toutes les caractéristiques du retenue sont résumées dans le tableau suivant

DENOMINATION	UNITE	QUANTITE
volume mort	M.m ³	0,012
volume utile	M.m ³	0,268
cote de fond (▼ fond)	m	375,00
cote au niveau mort (▼ NVM)	m	376,20
cote au niveau normal de retenue (▼ NNR)	m	383,5

cote de plus hautes eaux (▼NPHE)	m	384,38
cote de la crête (▼crete)	m	385,63

Chapitre III

Choix et Etude de Variantes



Généralités :

Les types des barrages peuvent être classés en différentes catégories selon le matériau de construction et selon le mode de résistance à la poussée de l'eau :

- Barrages en remblai homogènes drainés, zonés ou en enrochement;
- Barrages poids en béton, ou en BCR ;
- barrages à contre forts ou à voûtes multiples.

Les barrages en remblai sont des ouvrages souples. Les autres barrages sont rigides.

Les principaux paramètres à prendre en compte dans le choix du type de barrages sont les suivantes :

- la topographie et les apports du bassin versant ;
- la morphologie de la vallée ;
- les conditions géologiques et géotechniques ;

Plusieurs types de barrages resteront possibles. Des conditions économiques permettront alors de départager les solutions.

III.1 Choix du type de *Digue* :**III.1.1 *Digue* Homogène :**

Un *Digue* en terre homogène est le type de la *Digue* le plus facile à réaliser, mais il faut prévoir un drainage efficace dans la partie aval de la digue, ainsi qu'une protection et une zone de transition en amont, Pour la réalisation d'un tel barrage il faudrait disposer d'un volume très important de matériaux argileux imperméable.

III.1.2 *Digue* à zones :

Souvent l'hétérogénéité des matériaux disponibles sur place, ou leurs caractéristiques géotechniques ne permettant pas d'envisager une digue homogène, un massif en plusieurs zones dont chacune est constituée d'un matériaux différent, suivant le rôle que doit jouer chaque zone.

La fonction d'étanchéité est assurée par un noyau étanche réalisé en matériaux argileux, qui pourra être placé en amont de la digue ou au centre de celle-ci.

Le noyau interne a le gros avantage d'être peu sensible aux agressions extérieures, il présente l'inconvénient d'être difficilement réparable en cas de fuite.

Avantages:

- la **Digue** en remblai dur a un bon comportement en cas de séisme, et peut sans dommage majeurs subir d'importantes crues de chantier.
- on peut le considérer sur les sites difficiles caractérisés par une fondation rocheuse de faibles caractéristiques mécaniques, de forte crue ou une expositions aux séismes.
- garde les avantages de l'ouvrage rigide vis-à-vis des fonctions hydrauliques.

Inconvénients :

- Du fait des effets thermiques et de tassement de la fondation, le risque de fissuration est maximal en fin de construction, c'est-à-dire avant la pose de l'étanchéité.
- le remplissage et l'exploitation de la retenue ne modifient que très légèrement les contraintes normales et l'ensemble du contact béton fondation reste quasi-uniformément comprimés.

Remarque :

En tenant compte de la géologie du site de notre future retenue ainsi que les inconvénients que présentent les types des barrages sus cités nous allons les exclure de l'étude économiques.

III.2 Définition de profil général de la *Digue*:**III.2.1 Hauteur de la *Digue* :****III.2.1.1 Calcul de la revanche :**

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche :

a) Formule de STEVENSON GAILLARD :

$$R = 0,75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots (IV.1)$$

$$\text{Avec} \quad H = 0,75 + 0,34 \cdot \sqrt{F} - 0,26 \cdot \sqrt[4]{F} \dots\dots\dots (IV.2)$$

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

F : largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et direction du barrage appelée Fetch et doit inférieure à 18 kilomètre [F = 0,54 km].

A.N :

$$H = 0,75 + 0,34 \cdot \sqrt{0,695} - 0,26 \cdot \sqrt[4]{0,695} = 0,79\text{m}$$

D'où :

$$V = 1,5 + 2 \cdot H = 1,5 + 2 \cdot 0,79 = 3 \text{ m/s}$$

$$\text{Donc :} \quad R = 1,05 \text{ m}$$

b) Formule de MALLET et PAQUANT :

$$R = 0,75 \cdot H + \frac{V^2}{2g} \quad \text{Avec}$$

$$H = 0.5 + 0,33 \cdot \sqrt{F} \dots\dots(\text{IV.3})$$

$$H = 0.5 + 0,33 \cdot \sqrt{0,54} = 0,74 \text{ m}$$

$$V = 1,5 + 2 \cdot H = 1,5 + 2 \cdot 0,74 = 3 \text{ m/s}$$

Donc :

$$R = 1,01 \text{ m}$$

c) Formule Simplifiée :

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{F} \dots\dots\dots(\text{IV.4})$$

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{0,54} = 1,25 \text{ m}$$

Conclusion :

On prend une valeur de la formule **Simplifiée**

Formule Simplifiée

$$R = 1,25 \text{ m}$$

$$H_b = \text{NNR} - C_f + h_{\text{dév}} + R + t = 383,5,80 - 375 + 0,9 + 1,25 + 0,5 = 11,15 \text{ m}$$

On admet une valeur de $t = 0,5$ mètre pour le tassement de la **Digue**, donc pendant la construction, on devra prévoir une contre flèche de 50 cm au milieu de la digue.

III.2.2 Largeur en crête :

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

1) Formule de KNAPEN T :

$$b_{\text{cr}} = 1,65 \cdot \sqrt{H_b} \dots\dots\dots(\text{IV.5})$$

2) Formule de E- F-PREECE :

$$b_{\text{cr}} = (1,1 \cdot \sqrt{H_b}) + 1 \dots\dots\dots(\text{IV.6})$$

3) Formule Anonyme (simplifiée) :

$$b_{cr} = 3,60 \cdot \sqrt[3]{H_b} - 3 \dots\dots\dots (IV.7)$$

H_b : Hauteur du barrage [m];

Tableau III.01 : Récapitulatif des résultats de calcul de largeur de crête.

Formule	b _{cr} (m)
KNAPPEN	5,41
EF PREECE	4,67
SIMPLIFIEE	5.56
Moyenne	5,21

On opte pour une largeur de crête égale à :

$$b_{cr} = 5 \text{ m}$$

III.2.3 La longueur en crête :

La longueur de la crête est tirée à partir du plan de l'aménagement qui égale :

$$L = 130 \text{ m}$$

III.2.4 pentes des talus :

Les pentes des talus sont fixées par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations.

Tableau III.02 : Valeurs indicatives des pentes des talus.

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

III.3 Dispositif de protection contre les effets de l'eau et description générale des variantes de Protection des talus :

Les talus de la digue doivent nécessairement être protégés contre toute action pouvant contribuer à leur altération.

Les talus de la digue sont sensibles à l'érosion due au ruissellement des eaux des pluies, aux renards provoqués par le ressuyage des eaux de saturation du barrage, en ce qui concerne le parement amont à l'attaque des vagues, il y a donc en général de prévoir une protection des talus.

Le talus amont:

L'emplacement du revêtement s'étend depuis la crête de la digue jusqu'à une profondeur minimale, Pour cela, on utilise communément un enrochement sur la couche de filtre dont l'épaisseur peut être calculée par les méthodes suivantes :

$$e = C \cdot V^2$$

Où :

e : Epaisseur de l'enrochement en [m];

V : Vitesse de propagation des vagues en [m/s] (3,09 m/s);

C : Coefficient dont la valeur est en fonction de la pente du talus et du poids spécifique θ du matériau d'enrochement. ($\gamma_p = 2,5 \text{ g/cm}^3$)

La valeur de C est donnée par le tableau suivant :

Tableau III.03 : Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et du poids.

PENTE DU TALUS	VALEUR DE ' C ' POUR DIFFERENTS POIDS		
	$\theta = 2,50$	$\theta = 2,65$	$\theta = 2,80$
1/4	0,027	0,024	0,022
1/3	0,028	0,025	0,023
1/2	0,031	0,028	0,026
1/1,5	0,036	0,032	0,030
1/1	0,047	0,041	0,038

Nous obtenons une épaisseur d'enrochement $e = 0,24 \text{ m}$, mais pour plus de sécurité nous prenons une épaisseur égale à $0,50 \text{ m}$.

50% de l'enrochement doit avoir un poids unitaire " P " tel que:

$$P \geq 0,52 e^2 Gs$$

$$P = 0,52 \cdot (0,24)^2 \cdot 2,65 = 0,01904$$

$$P = 19,05 \text{ kg}$$

Le diamètre moyen d'un bloc réduit à la share équivalente sera:

$$Dp = 3 \sqrt{\frac{P}{0,524Gs}} \text{ cm}$$

$$Dp = 24 \text{ cm.}$$

III.3.1 Etanchéité du barrage

A. Le Noyau :

Pour les deux premières variantes où le remblai n'est pas suffisamment imperméable, nous avons équipé le barrage d'un noyau argileux compacté, disposé verticalement au centre du barrage.

Vers le sommet, le noyau doit être monté au dessus du niveau des plus hautes eaux jusqu'à la crête du barrage. Il doit être protégé à sa partie supérieure par une couche de sable ou de préférence, en traitant le sommet du barrage en chemin avec une chaussée enrobée en bitumineux.

Latéralement, nous disposons de part et d'autre du noyau un drain filtre.

Dimensionnement du noyau:

a) Niveau en crête :

$$N_{crN} = NPHE + (0,5-1) \text{ m} = 384,40 - 0,5 = 383,4 \text{ m}$$

➤ largeur en crête :

Elle est donnée en fonction de la hauteur du retenue, elle ne doit être inférieure à 2m .elle est prise égale environ à $1/6 H_b$, on prend $b_{crN} = 3 \text{ m}$.

➤ les pentes des talus : $m = 0.25 - 0.8$:

On prend $m_1 = m_2 = 0,5$

➤ largeur en base :

$$L_{baseN} = 2mH_N + b_{crN} = 24 \text{ m}$$

B. Les drains :

Pour intercepter les infiltrations dans le massif du barrage, nous disposons dans la partie aval du massif et au contact de celui-ci avec la fondation un tapis filtrant qui sert à évacuer les eaux filtrées à l'aide d'une galerie de drainage qui est le long de la **Digue** et son rôle est de cumuler les eaux drainées et les évacuer à l'aide des collecteurs jusqu'à l'aval de la digue.

B.1. Dimensionnement Du Drain Tapis :

Pour intercepter les infiltrations dans le massif d'un *Digue* en terre on dispose habituellement dans la partie aval du massif et au contact de celui-ci avec les fondations, un drain tapi filtrant destiné à rabattre la ligne phréatique à l'intérieur du massif. Ce drain s'étend sur 1/4 à 1/3 de l'emprise du barrage.

La longueur du drain tapis est de :

L_d : Longueur du drain tapis en mètres ; $L_d = \frac{L_b}{3}$

L_b : Longueur transversale du barrage en mètres.

AN :

$$L_d = \frac{68,25}{3} = 22,75 \text{ m}$$

B.2. Dimensionnement du prisme aval :

○ Fruits des talus :

$m_1 = (1 \div 1,75)$ on prend $m_1 = 1,5$

$m_2 = (1,5 \div 2,5)$ on prend $m_2 = 2$

○ la hauteur du drain :

$$h_{dr} = (0,15 \div 0,2) H_{bcr}$$

Où :

H_{bcr} : Hauteur du barrage ;

AN:

$$H_{dr} = 0,18 * 11,15 = 2 \text{ m}$$

○ la largeur en sommet :

Elle est donnée par :

$$b_{dr} = \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{4} \right) h_{dr}$$

AN:

$$b_{dr} = \frac{1}{4} . 2 = 0,50 \text{ m}$$

○ largeur en base du drain :

Elle est exprimée par :

$$B = b_{dr} + (m_1 + m_2) h_{dr}$$

AN :

$$B = 0,50 + (3 + 2,5) . 2 = 11,50 \text{ m}$$

III.3.2 la clé d'étanchéité :

D'après les résultats obtenus au laboratoire, on peut dire que le fond de la vallée de Oued Enchir Elgueueb est constitué généralement d'une couche alluvionnaire, où la présence d'un grand risque de pertes d'eau par infiltrations au dessous du corps de la digue.

Une clé d'étanchéité est prévue dans la continuité de la digue en argile afin d'assurer l'étanchéité de la fondation au niveau des alluvions perméables.

La clé d'étanchéité est constituée du matériau identique à celui de la digue. La hauteur de la clé d'étanchéité à partir du terrain naturel est de 6m. Cette hauteur va en diminuant en direction des rives jusqu'à atteindre une hauteur égale à la hauteur de décapage (découvert de l'assiette) soit 0.30m. La largeur en base est de 4.0m, indispensable pour la circulation des engins. La pente des talus de la clé d'étanchéité est : $m=1,0$.

III.4 Etude Technico-économique :

Le coût du barrage est déterminé de la manière suivante :

On trace le profil longitudinal du barrage, on choisit des sections en travers du barrage et sur chaque coupe, on détermine la hauteur de la digue à l'aide de la formule suivante :

$$H_{bi} = N_{cr} - N_{pi}$$

Où :

N_{cr} : Côte de la crête du barrage.

N_{pi} : Côte du pied du barrage dans la section i.

L'aire de la section transversale du barrage pour la coupe "i" est déterminée ainsi :

$$S_i = \frac{b_{cr} + B_{pi}}{2} \cdot H_{bi}$$

b_{cr} : Largeur en crête du barrage.

B_{pi} : Largeur du pied du barrage au droit de la section « i »

$$B_{pi} = b_{cr} + (m_1 + m_2) \cdot H_{bi}$$

Où

m_1, m_2 : Fruit du talus amont et aval.

Le volume total du barrage s'obtient par la somme des volumes partiels de ses sections.

$$V_b = \sum_{i=1}^n V_i$$

Avec : **Erreur ! Signet non défini.**

d : Distance horizontale séparant deux sections successives S_i et S_{i+1}

En effectuant le même calcul on aura le volume de chaque matériau de construction pour les trois variantes.

Sur la base du volume de différents matériaux utilisés pour la construction du barrage pour les différentes variantes, et les prix unitaires pratiqués pour l'agence nationale des barrages (ANB), nous déterminons les coûts des différentes variantes.

III/-4-3-1- Barrage homogène :

Pour un barrage homogène en limon argileux ou en argile brune légèrement graveleuse d'une hauteur de 11,5 m, on prend les pentes de talus amont et aval : $m_1=3$ et $m_2=2.5$, le volume du corps de la digue est calculé d'après le Tableau:IV/-02.

Tableau : III/-02 : Volume de la digue en terre homogène :

N°	Hi	Si (m ²)	(Si + Si _{i+1})/2 (m ²)	Li (m)	Vmoy (m ³)
0	0	0	55,34375	0	0
1	5,5	110,6875	233,1875	21,92	5111,47
2	10,5	355,6875	355,6875	19,85	7060,396875
3	10,5	355,6875	273,9375	21,85	5985,534375
4	7,5	192,1875	121,6875	25,76	3134,67
5	3,5	51,1875	25,59375	22,86	585,073125
	0	0	0	17,76	0

Le volume du barrage est $V_b = 21877.14 \text{ m}^3$

Le prix de 1m^3 de remblai est 500 DA.

➤ Le coût de la première variante est : **$10.93 \cdot 10^6 \text{ DA}$**

III.4.2 Barrage Zoné :

Le principal avantage de cette variante est que tous les matériaux nécessaires à sa confection sont disponibles à bon escient à proximité du site du barrage ; cela permet d'une part de réduire significativement les dépenses liées aux engins de transport pour l'acheminement des matériaux, et d'autre part, la proximité de la zone d'emprunt permet de gagner énormément en temps en écourtant le délai de réalisation, bref on dira que la variante est très économique et pratique. Cependant la réalisation délicate des zones de transition et du filtre constitue une difficulté majeure dans la conception de l'ouvrage.

Pour un barrage zoné d'une hauteur de 11,15 m on prend les pentes des talus amont et aval

($m_1=2$ et $m_2=3$), le volume du noyau et des recharges sont respectivement :

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

III/-4-3-2- barrage zoné à noyau d'argile :

Pour un barrage zoné d'une hauteur de 19 m on prend les pentes des talus amont et aval ($m_1=2$ et $m_2=3$), le volume du noyau et des recharges sont respectivement donnés par le Tableau : IV/-03 et IV/-04.

Tableau : IV/-03 : Volume du noyau d'argile :

N°	Hi(m)	Si (m ²)	(Si + Si _{i+1})/2 (m ²)	Li (m)	Vmoy (m ³)
0	0	0	-	16,875	0
1	4,5	33,75	37,49	76,25	1671,4
2	9,5	118,75	83,24	118,75	2357,1875
3	9,5	118,75	160,15	90,25	1971,9625
4	6,5	61,75	153,95	37,75	972,44
5	2,5	13,75	39,55	6,875	157,1625
6	0	0		0	0

Le volume du noyau est $V_N = 7130,15m^3$

Le coût d'un m³ d'argile est de 1000DA.

Donc : le coût de noyau est de : $7,13 \times 10^6$ DA

Tableau: III/-04 : Volume des recharges (Barrage à noyau) :

N°	Hi(m)	Si (m ²)	(Si + Si _{i+1})/2 (m ²)	Li (m)	Vmoy (m ³)
0	0	0	-	51,5625	0
1	5,5	103,125	149,635	215,625	4726,5
2	10,5	328,125	340,985	328,125	6513,28125
3	10,5	328,125	663,825	253,125	5530,78125
4	7,5	178,125	644,29	113,125	2914,1
5	3,5	48,125	171,815	24,0625	550,06875
	0	0		0	0

Le volume des recharges est $V_r = 13104,58m^3$

Le coût d'un m³ des recharges est de 400DA.

Donc le coût du volume des recharges est de : $5,24 \cdot 10^6$ DA

➤ Le coût total de la deuxième variante est : **$12,37 \cdot 10^6$ DA.**

Tableau III.04 : Etude comparative de différentes variantes :

Type de barrage	Destination	Volume m ³	Le coût (10 ⁶ DA)	Le coût total (10 ⁶ DA)
Barrage homogène	Recharges	$V_r = 21877,14 \text{ m}^3$	10,93	10,93
Barrage zoné	Recharges Noyau	$V_r = 13104,58 \text{ m}^3$ $V_n = 7130,15 \text{ m}^3$	5,24 7,13	12,37

III.5 Comparaison financière des deux variantes :

A travers le Tableau récapitulatif N°IV.4, il apparaît clairement que nous ne pouvons que nous orienter vers la première variante car elle est la plus économique possible et la plus facile à mettre en place techniquement. Mais avant tout rappelons que la première variante est celle du barrage homogène entièrement constitué d'argiles imperméables dont la zone d'emprunt d'après les normes de construction devra receler en matériaux d'au moins 1,5 à 2 fois le volume du remblai avec des qualités requises pour leur utilisation.

Or d'après l'analyse des résultats des puits de reconnaissance pour les matériaux de construction, il ressort que la quantité totale d'argile disponible est d'environ 02 Foix qui est supérieur du volume de la digue.

Conclusion sur le choix du type de barrage :

En tenant compte de ces conditions, nous avons opté pour une c en terre homogène vu les avantages qu'il présente.

Cette digue en terre homogène qu'à la rigueur remplit les conditions suivantes :

- avoir une imperméabilité suffisante ;
- insoluble dans l'eau ;
- avoir une faible teneur en matière organique (<5%) ;
- ne pas se fissurer sous l'effet des tassements ;
- avoir une grande résistance au cisaillement et un maximum de densité sèche.
- Economique....

III. Définition de profil général du retenue:

La digue de retenue collinaire sur oued MARGUEBE EL AGABE est en remblai homogène, avec une hauteur totale de 11,15 m.

La largeur en crête est de 5m, et les fruits des talus amont et aval sont données successivement de (3 , 2.5) .la digue est représenté par la planche (4).

-1- Pentes du talus :

Notre barrage est constitué d'un massif homogène à fort pourcentage d'argile et du limon argileux de hauteur supérieure à 10m.

Donc les fruits des talus amont et aval sont respectivement d'après le tableau

(N° : IV/-1) $m_1=1/3$ et $m_2=1/2,5$

III -2- Protection des talus :

Les talus d'un barrage sont sensibles à l'érosion due au ruissellement des eaux de pluie, au renard provoqué par le ressuyage des eaux de saturation du barrage, et ce qui concerne le parement amont à l'attaque des vagues ainsi que la vidange rapide.

➤ Talus aval :

On prévoit un enrochement de pierre reposant sur un filtre (lit de gravier et sable) d'épaisseur (0,5m).

➤ Talus amont :

Il est protégé contre les effets des vidanges rapides, le batillage des vagues et les averses violentes.

On rencontre différents types de protection :

- En béton ;
- En béton armé ;
- Produits asphaltiques ;
- En enrochement.

Pour notre cas on opte pour un enrochement en vrac, car il présente des avantages tels que :

- l'économie de l'exécution ;
- le court temps d'exécution ;
- Le faible prix

Cet enrochement qui est un revêtement perméable (béton bitumineux ouvert, dalles en béton préfabriquées,...) qui repose sur un filtre (couche drainante de gravier et de sable).

Cette protection est destinée à éviter l'érosion des matériaux de la digue. L'épaisseur du filtre est en fonction de la pente (m_1) et de l'angle de frottement du matériau constituant la digue.

L'épaisseur de cet enrochement varie de 0,3m à 1,0m à condition que les éléments de celui-ci doivent être valable que 50% des pierres aient un diamètre $>20\text{cm}$ et les éléments les plus petits n'ayant pas un diamètre $<10\text{cm}$, et les coefficients d'hétérogénéité ne devra pas dépasser une valeur supérieure à 50 c'est-à-dire :

$$\frac{d_{60}}{d_{10}} < 50$$

La qualité de ces matériaux extraits de la carrière doit répondre aux principaux critères suivants :

- insoluble dans l'eau ;
- avoir une forte résistance au cisaillement ;
- avoir une forte densité.

III 2-2 Détermination de l'épaisseur minimale de la couche d'enrochement :

Pour déterminer l'épaisseur de cette couche, il existe plusieurs méthodes, pour notre cas on utilise la méthode suivante :

- **III -2-1 1ère méthode**
- Diamètre minimum de l'enrochement :

On peut déterminer par le tableau des ingénieurs de l'US Army corps of Engineers qui nous donne l'épaisseur minimum de la couche d'enrochements ainsi que les dimensions minima des blocs en fonction de la hauteur des vagues.

Tableau III.5: Epaisseur de l'enrochement avec le diamètre

Hauteur des vagues (m)	Epaisseur minimale de la couche d'enrochement t(m)	D_{50}^{min} (m)
(0,00-0,30)	0,3	0,20

(0,30-0,60)	0,4	0,25
(0,60-1,20)	0,45	0,30
(1,20-1,80)	0,55	0,40
(1,80-2,40)	0,70	0,45
(2,40-3,00)	0,80	0,55

Pour notre cas, $h=1,2$
 Dans notre cas $t=0,45$ m

$$D_{50}^{\min}=0,30$$

2ème méthode de « T.V.A. » (Tennessee-Valley- Authority) :

$$O_{na} : e = CV^2 \dots\dots\dots (V.8)$$

V : vitesse de propagation des vagues ($V= 3.06$ m/s)

C : Coefficient dont la valeur est en fonction de la pente du talus et du poids spécifique du matériaux d'enrochement : $\gamma_s = 2,5$ g/cm².

La valeur de «C » est donnée par le tableau V.1.

Tableau III.1: détermination de coefficient C.

Pente du talus	Valeur de C		
	$\gamma_P = 2,5$	$\gamma_P = 2,65$	$\gamma_P = 2,80$
1/ 4	0,027	0,024	0,022
1/ 3	0,028	0,025	0,023
1/ 2	0,030	0,028	0,026
1/ 1.5	0,036	0,028	0,030
1/ 1	0,047	0,041	0,038

$$e= 0,26m$$

Pour la raison de la mise en place et pour une bonne protection. La protection du parement amont sera constitué par 0,30m d'enrochement et de 0,30m du filtre (lit de gravier et sable).

III -3- Protection de la crête :

La crête doit être constituée de matériaux insensibles à l'eau, méthodiquement compactés,

La crête est profilée soigneusement, afin d'empêcher toutes stagnation des eaux (infiltration dans le corps du barrage), on préconise, en ce sens, d'adopter un dévers amont uniforme de **(3 à 4) %** qui permet d'évacuer les eaux de pluie vers le parement amont (mieux protégé).

III -4- Clé d'étanchéité :

Une clé d'étanchéité est prévue dans la continuité de la digue en argile afin d'assurer l'étanchéité de la fondation au niveau des alluvions perméables.

La clé d'étanchéité est constituée du matériau identique à celui de la digue. La hauteur de la clé d'étanchéité à partir du terrain naturel est de 3 m. Cette hauteur va en diminuant en direction des rives jusqu'à atteindre une hauteur égale à la hauteur de décapage. La largeur en base est de 3 m, indispensable pour la circulation des engins. La pente des talus de la clé d'étanchéité est : $m = 1,5$.

III.5.1.8.2) Dimensionnement du drain vertical :

Le drain vertical placé au centre du barrage constitue une solution pour la digue homogène.

Le largeur minimale du rideau constituant le drain est de 1m, nous prenons une largeur de 2m.

L'eau de percolation interceptée par ce drain est évacuée par un drain tapis filtrant, pour drainer les fondations, en assurant le lien entre le drain vertical et le drain tapis filtrant.

Le niveau du drain vertical est arasé au niveau normal des plus hautes eaux à raison d'arriver aux points les plus hautes de saturation de remblai.

$$N_{dr} = N_{PHE} = 384,5m$$

III -6- Etude des infiltrations à travers le corps du barrage :

➤ **Généralités :**

Aussi faible que soit la perméabilité d'un barrage en terre, il y a toujours des infiltrations d'eau du fait qu'on crée une charge hydraulique derrière la digue.

Les infiltrations qui se produisent à travers le corps du barrage et ses fondations doivent être considérées sous deux aspects différents, d'une part elles réduisent le volume emmagasiné, d'autre part elles peuvent compromettre la stabilité de l'ouvrage sous l'influence des renards qui est un processus d'érosion régressive souterraine et

l'eau s'infiltrant sous une certaine pression permet l'apparition de cheminements à travers la digue ou la fondation avec entraînement des particules fines et des p Les;

- Le débit de fuite ;
- La pression de l'eau interstitielle dans le massif.
- La zone submergée du corps de la digue
- Hypothèse de calcul :

La digue est isotrope du point de vue hydraulique (coefficient de perméabilité est le même dans toutes les directions).

III 6-1- La ligne de saturation :

La ligne de saturation est la ligne le long de laquelle la pression hydrostatique est nulle, on l'appelle aussi « ligne phréatique ».

Elle est en fonction des caractéristiques des matériaux de construction, elle est déterminée sur la base de la parabole de KOZENY et qui nous permet de délimiter la partie sèche où humide de la partie saturée d'eau du barrage.

Son tracé permet d'estimer le débit de fuite à travers le barrage et de déterminer le cas échéant ; la zone d'émergence de l'eau le long du talus amont et particulièrement dangereuse.

Il est indispensable d'établir des dispositifs de drainage qui maintient la ligne de saturation à l'intérieur du massif.

- Kozeny a montré que la ligne phréatique est une parabole dont l'équation est :

$$X = \frac{Y^2 - Y_0^2}{2.Y_0} \dots\dots\dots (V.9)$$

En se reportant à la figure on a : $Y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d \dots\dots\dots (V.10)$

Et $a = \frac{Y_0}{2}$ d'où $Y = \sqrt{2XY_0 + Y_0^2} \dots\dots\dots (V.11)$

On détermine la ligne de saturation pour une hauteur d'eau correspondante à la retenue normale. Et pour la hauteur des plus hautes eaux qui est un cas exceptionnel et de durée relativement courte.

Hn=8,5 m He= 9,40 m

D'où : b'=23.3m

L'emprise de barrage : $L_b = 66\text{m}$
 $d = L_b - 0,7.b$ d'où : $d = 49.69\text{m}$

On aura donc : $Y_0 = 0,72\text{ m}$

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

$$Y^2 = 1.44.X + 0.52 \quad \dots\dots\dots(V.13)$$

A partir de cette équation, on peut déterminer les coordonnées de la parabole qui sont données par le tableau: V/-02ci-après :

Tableau: III/-02 : Coordonnées de la parabole de KOZENY :

X(m)	Y(m)
4	2,50599282
8	3,46987031
12	4,21900462
16	4,85386444
20	5,41479455
25	6,04317797
30	6,6121101
33	6,93108938
37	7,33484833

38	7,43236167
41	7,71751255
45	8,08207894
49,69	8,48961719

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

Pour obtenir la ligne de saturation à partir de la parabole de KOZENY, on raccorde celle-ci au point B du plan d'eau amont par une courbe normale et tangente à la parabole.

En aval, on fait aboutir la ligne de saturation en un point D sensiblement situé au $2/3$ de OC. (Voir Planche 06).

III/-6-2- Calcul du débit de fuite par infiltration :

a)- digue :

Nous appliquons la loi de Darcy pour le calcul le débit de fuite à travers le barrage.

$$q_n = K.I.A \quad \dots\dots\dots(V.14)$$

Avec : q_n : débit d'infiltration ($m^3 /s/ml$).

I : gradient hydraulique.

K : Coefficient de perméabilité. ($K=1,35.10^{-10}$ m/s)

A : section d'infiltration par unité de longueur.

Le gradient hydraulique est déterminé par : $I = \frac{dy}{dx}$ et : $A = y.I$

Donc : $q_n = K.y \frac{dy}{dx} \quad \dots\dots\dots(V.15)$

Avec : $y \frac{dy}{dx} = y_0$

D'où : $q_n = K.y_0 \quad m^3/s/ml$.

Le débit total a travers le barrage sera : $Q = q.L$

Y_0 [m]	K [m/s]	q [$m^3/s/ml$]	q [$m^3/an/ml$]	L [m]	Q [m^3/an]
0.72	$1,35.10^{-10}$	$9,72.10^{-11}$	0,003	130	0,4

b)- Fondation :

Le débit d'infiltration à travers les fondations est donné par la loi de Darcy (V.16):

$$q_n = K.I.A$$

Avec : K : Coefficient de perméabilité. ($K=6.10^{-9}$ m/s)

I : gradient hydraulique. $I=H_b/L_b$ (V.17)

(H_b = charge de la retenue, L_b = 66m L'emprise de barrage).

A : section d'infiltration par unité de longueur. $A=T.1$ ($T=1$ m Profondeur du sol de fondation perméable).

D'où $q_n = K.I.T$

H_b (m)	I	K (m/s)	q ($m^3/s/ml$)	q ($m^3/an/ml$)	Q (m^3/an)
11,15	0,19	6.10^{-9}	$1,15.10^{-9}$	0,036	3.60

➤ **Barrage (digue+fondation) :**

Le débit total d'infiltration (en m^3/an) à travers le barrage est donnée dans le tableau suivant :

Digue	Fondation	Barrage
0.4	4.68	5,08

III/-6-3- Dispositifs de drainage :

III.5.1.9) les filtres :

Lorsque le matériau constitutif du drain ne respecte pas les conditions de non entraînement des fines vis-à-vis du corps du remblai, on interpose alors un filtre entre les deux matériaux. Les filtres peuvent être constitués de couches successives de matériaux perméables, de granulométries de plus en plus fines assurant la transition entre le drain et les éléments fins du milieu à drainer. Ce tapis filtrant est formé d'une ou plusieurs couches de matériaux. Chaque couche jouant le rôle d'un filtre vis-à-vis de la précédente. Ce rôle est de laisser passer l'eau sans entraîner des particules, soit de la couche précédente, soit de terrain ou de la digue pour la première. Si les vides d'une couche sont beaucoup plus gros que les grains fins de la précédente, ces derniers risquent d'être entraînés à l'aval. S'ils sont de même ordre de grandeur, il y a risque de colmatage, et le filtre ne joue plus son rôle.

La granulométrie de chaque couche ne peut être donc quelconque. Les règles appliquées sont assez différentes dans le détail, mais donnent des résultats satisfaisants. Ce tapis est constitué de gravier perméable.

En ce qui concerne la qualité des matériaux, les principaux essais, outre la granulométrie, sont :

- Mesure du coefficient de friabilité des sables.

- Essai Los Angeles (chocs) et l'essai Micro-Deval (usure) pour les graviers.
- Equivalent de sable (la présence d'argile peut entraîner une cohésion et donc la fissuration du matériau).
- Les matériaux calcaires sont à éviter pour les organes de drainage.

III.5.1.9.1) calcul des filters:

Les filters sont une succession de couches de granulométrie très variée .Ils sont situés :

- Au pied aval du barrage
- A la protection du talus amont (zone de transition entre l'eau et les recharges)
- Entre le tapis filtrant et les recharges.

III.5.1.9.2) Détermination de la courbe granulométrique des filters :

B15=0,04mm

B50=1.3mm

Nous utilisons les critères suivants :

$4 < F_{15}/B_{15} < 5$

$5 < F_{50}/B_{50} < 10$

Donc nous avons:

F'15		Fm15	F"15	
0.36	1.2	0.78	9.36	31.2
F'50		Fm50	F"50	
18	87	52.5	630	3045

Afin d'éviter l'utilisation du sable, il est conseillé d'utiliser les géotextiles. Ce matériau a fait ces preuves, il a donné satisfaction en pratique, d'autant plus qu'il est disponible en Algérie.

Conclusion

On prévoit:

- Une première couche de filtre en sable d'épaisseur =20 cm ou bien une couche de géotextile (tissus non tissés);
 - La deuxième couche est en gravier d'épaisseur =30cm ;
- L'enrochement d'épaisseur = 50 cm

Chapitre

Etude de stabilité



IV/-1- Généralité sur la stabilité des barrages (Talus) :

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 (Pente des talus en particulier) et des principes de drainage à appliquer.

La stabilité des talus peut être calculée par plusieurs méthodes, on utilise le plus souvent la méthode grapho-analytique (Méthode de FELLENIUS) dite « méthode des tranches », qui est de calcul en rupture circulaire.

L'étude de stabilité d'un remblai peut se conduire de deux manières :

1. Soit par un calcul de vérification de la stabilité, les valeurs caractéristiques du remblai étant fixées et / ou déterminer à priori.
2. Soit par une série de calculs dit dimensionnement, où l'on fait varier un ou plusieurs paramètres (angle de talus ...) jusqu'à aboutir au coefficient de sécurité souhaité.

➤ Schématiquement, deux formes d'instabilité mécanique peuvent être distinguées :

- Le glissement des talus :

Il existe plusieurs types

1. Glissement circulaire sur un talus (le cercle de glissement recoupe parfois la fondation si le matériau la constituant présente des caractéristiques mécaniques médiocres).
2. Glissement en cascade.
3. Glissement, puit renard :

Ces deux derniers types se manifestent lorsque le cercle émanant du talus aval recoupe le talus amont à un niveau inférieur à la cote du plan d'eau amont.

- L'instabilité mécanique en fondation

IV/-1-2- Conséquences de l'instabilité des talus :

- Déformation ou rupture des dispositifs internes de drainage (conséquence directe)
- Rupture des canalisations de vidange ou de prise d'eau
- Interception et remontée de la ligne de saturation et augmentation du débit de fuite (conséquence indirecte).

La vérification de la stabilité des talus tient compte des caractéristiques géotechniques des matériaux de construction et du sol de la fondation. Le calcul se fait pour trois cas de fonctionnement :

- A la fin de construction (Talus aval).
- Fonctionnement normal (Talus aval et talus amont).
- Lors d'une vidange rapide (Talus amont).

La vérification des talus de barrage par la méthode grapho-analytique consiste en détermination du coefficient de stabilité « Ks », qui est égal au rapport du moment des efforts de stabilité sur le moment des efforts de basculement (forces motrices), par rapport centre de glissement du terrain qui doit être supérieur ou égal au coefficient admissible « k_{adm} » déterminé d'après le tableau.

Tableau: IV/-1 : Coefficient de stabilité admissible des talus.

Combinaison des charges et des actions.	Coefficient de stabilité admissible des talus des barrages en telles de classe			
	I	II	III	IV
Fondamentales (sans séisme).	1,2 _ 1,3	1,15 _ 1,2	1,1 _ 1,15	1,05 _ 1,1
Spéciales (avec séisme)	1,05 _ 1,1		1,05	

Notre barrage fait partie de la II classe, le coefficient admissible sera donc :

- Sans séisme : $K_{ss,adm} = 1,15 - 1,2$
- Avec séisme : $K_{as,adm} = 1,05 - 1,10$

Pour chaque cas de fonctionnement et pour les deux talus, on calcul le coefficient de sécurité sans séisme et avec séisme, puis on les compares aux coefficients de sécurité admissible afin de vérifier la stabilité de nos talus.

IV/-1-3- Ordre de calcul (Méthode des tranches) :

1. Tracer à l'échelle le profil en travers du barrage.
2. Tracer deux lignes au milieu du talus moyen (Point B), la première est verticale, la deuxième avec un angle 85° par rapport à la ligne du talus.
3. Tracer les arcs des cercles de rayons R_1 et R_2 avec :

$$R_1 = K_1 H_b.$$

$$R_2 = K_2 H_b.$$

H_b : Hauteur totale du barrage ($H_b = 11,15$ m).

(K_1 - K_2) : sont déterminés en fonction de pentes de talus d'après le tableau.

Pente de talus	1	2	3	4	5	6
$K_1 = R_1/H_b$	0,75	0,75	1,0	1,5	2,2	3
$K_2 = R_2/H_b$	1,5	1,75	2,3	3,75	4,8	5.5

Pour notre cas :

Talus	Pentdu talus	K1	K2	R1 (m)	R2 (m)
Amont	3	1,0	2,3	11,15	25.65
Aval	2,5	0,875	2,025	10,06	22.58

Le centre des rayons étant le point « B »

L'intersection des rayons R_1 ; R_2 avec les deux lignes (verticales, inclinée) nous donne la zone des cercles .On trace à la suite une courbe de rayon « R » qui doit être dans la limite du talus aval c'est à dire entre l'axe horizontal du barrage et la surface du terrain à coté du talus aval, et on indique le centre de glissement « o »

On partage la zone limitée par la courbe en parties verticales (tranches) d'une épaisseur $b=0.1R$, on marque toutes les parties gauches par des chiffres positifs et les parties droites par des chiffres négatifs en commençant de la partie « zéro » sous le centre de glissement (projection).

Les efforts agissants sur une partie de glissement sont :

1. Poids de la tranche « G ».
2. Forces de frottement au pied de la partie partagée « F ».
3. Forces de pressions interstitielles.
4. Forces de Cohésion.
5. L'effort du séisme.

Le poids de la tranche se décompose en deux composantes :

- ❖ Composante normale (forces stabilisatrices) : $N = G_n \cos \alpha$
- ❖ Composante périphérique (forces déstabilisatrices) : $T = G_n \sin \alpha$

Avec : α : angle d'inclinaison du pied de la tranche par rapport à l'horizontale.

IV-1-4- Calcul des forces appliquées à chaque tranche :

a)-Force de pesanteur (poids propre de la tranche) :

La force de pesanteur est appliquée au centre de gravité pour chaque tranche.

La formule s'écrit : $G_n = b (\gamma_1 .h_1 + \gamma_2 .h_2 + \gamma_3 .h_3)$ (IV.2)

h_1 , h_2 , h_3 : hauteurs des tranches.

γ_1 : densité de la zone du massif située au dessus de la ligne de saturation.

γ_2 : densité de la zone du massif située au dessous de la ligne de saturation.

γ_3 : densité de l'assise.

b : largeur de la tranche.

b)-Force de pression interstitielle :

Dans le cas ou le barrage est à son niveau normal de le retenue (NNR).

$$P = U . dl = \gamma_w . h . dl . \dots\dots\dots (IV.3)$$

U : pression interstitielle.

dl : longueur de l'arc délimitant la base de la tranche.

γ_w : poids volumique de l'eau $\delta w=1\text{KN/m}^3$.

h : hauteur de la tranche.

c)-Forces de cohésion :

$$F_c = c \cdot dl. \quad \dots\dots\dots (IV.4)$$

C : Cohésion du sol (Matériau).

d)-Forces dues au séisme :

$$T = a \cdot G_n \quad \dots\dots\dots (IV.5)$$

a : Coefficient de séisme.

G_n : Poids de la tranche.

IV-1-5- Classement des forces :

On peut classer toutes ces forces comme suit :

➤ Les forces stabilisatrices :

a. Force de frottement :

$$F_1 = N n \operatorname{tg} \varphi - U dl \operatorname{tg} \varphi. \quad \dots\dots\dots (IV.6)$$

φ : Angle de frottement.

dl : Longueur de la courbe de glissement dans les limites de la partie partagée.

b. Force de cohésion :

$$F_c = c dl \quad \dots\dots\dots IV.7)$$

Avec : $dl = \frac{2 \cdot \pi \cdot R \cdot B_i}{360}$

R : rayon de la courbe de glissement.

B_i : Angle au centre des tronçons de la courbe de glissement.

Le moment de la force par rapport au centre de glissement est donné par :

$$M_s = [(N n - U dl) \operatorname{tg} \varphi + c dl] R. \quad \dots\dots\dots (IV.8)$$

➤ Les forces motrices :

Les forces motrices sont caractérisées par la composante périphérique (N t), (force de cisaillement) du poids (G_n) qui provoque le glissement du talus.

Le moment de ces forces par rapports au centre de glissement est donné par :

$$M = R \sum_{i=1}^n T_n \quad \dots\dots\dots (IV.9)$$

Remarque :

$$\sin \alpha = \frac{\text{Numéro.d'ordre.de.la.section.divisée}}{10}$$

$$\operatorname{Cos} \alpha = \sqrt{1 - \operatorname{Sin}^2 \alpha}$$

IV-1-6- Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement :

Le coefficient «Ks» sera calculé pour les différents types de fonctionnement de retenue.

a) Retenue pleine (annexe B)

$$K_{ss} = \frac{\sum (Nn - pi)tg\varphi_i + \sum Ci.dl}{\sum GnSin\alpha_n} \geq K_{adm} \quad \dots\dots\dots (IV.10)$$

$$K_{as} = \frac{\sum (Nn - pi)tg\varphi_i + \sum Ci.dl}{(1/R)\sum Gn.an_i.dn_i} \geq K_{adm} \quad \dots\dots\dots (IV.11)$$

Kss : coefficient de sécurité sans séisme.

Kas : coefficient de sécurité avec séisme.

b) Retenue vide (fin de construction annexe B) :

$$K_{ss} = \frac{\sum N_n tg\phi + \sum CdL}{\sum T_n} \quad \dots\dots\dots (IV.12)$$

$$K_{as} = \frac{\sum N_n tg\phi + \sum CdL}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum aG_n d_n} \quad \dots\dots\dots (IV.13)$$

c) Vidange rapide Ⓢvoir (Annexe B)

Le calcul se fait uniquement pour le talus amont, car la vidange rapide d'une retenue en terre peut lui causer des dégâts.

$$K_{ss} = \frac{\sum Nntg\varphi_i + \sum Ci.dl}{\sum Tn_i} \geq K_{adm} \quad \dots\dots\dots (IV.14)$$

$$K_{as} = \frac{\sum Nntg\varphi_i + \sum Ci.dl}{\sum Tn_i + (1/R)\sum Gn.an_i.dn_i} \geq K_{adm} \quad \dots\dots\dots (IV.15)$$

Tableau: IV/-2 : Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement.

Cas de sollicitation			Coefficients de sécurité	
			Sans séisme ($K_{ss,adm} = 1,15 \text{ _ } 1,2$)	Avec séisme ($K_{as,adm} = 1,05 \text{ _ } 1,10$)
Fin de Construction	Talus aval	$R_1=25.21m$ $R_2=18.01m$ $R_3=23.17m$	2.46 3.24 3.32	1.30 1.87 1.78
Fonctionnement Normal	Talus amont	$R_1=21.22m$ $R_2=26.30m$ $R_3=24.54m$	2.6 2.71 2.63	1.59 1.53 1.42
	Talus aval	$R_1=22.42m$ $R_2=25.68m$ $R_3=18.11m$	2.09 2.88 2.27	1.16 1.46 1.79
Vidange Rapide.	Talus amont	$R_1=29.70m$ $R_2=24.6m$ $R_3=21.70m$	2.96 2.68 2.19	1.62 1.44 1.23

Conclusion :

On remarque d'après les résultats obtenus que le coefficient de sécurité minimum calculé pour les différents cas de sollicitation est strictement supérieur aux coefficients de sécurité admissible sans séisme et avec séisme.

Donc la stabilité est assurée pour les pentes des talus de notre barrage.

Chapitre v

Les ouvrages annexes



INTRODUCTION

Les barrages généralement équipés d'ouvrages annexes qui assurent la sécurité du barrage.

Sont des ouvrages hydrauliques qui font circuler l'eau du bief amont vers le bief aval, Travers des orifices spéciaux, (déversoirs, canaux, conduites, ...)

Les dimensions des ouvrages annexes d'un barrage sont dictées par le débit de projet, la charge effective, le relief et la géologie du site, ainsi que les conditions de réalisation et d'exploitation.

V-1 L'évacuateur de crues:

La submersion d'un barrage en terre au passage d'une forte crue est toujours un phénomène particulièrement dangereux.

Un barrage s'il retient l'écoulement, doit aussi conserver la faculté d'évacuer les crues exceptionnelles, mais il faut que cette évacuation ait lieu sans que la lame d'eau ne submerge.

On prévoit alors un organe d'évacuation à fonctionnement automatique appelé évacuateur de crue.

V-1-1 Choix de l'évacuateur de crue:

L'évacuateur de crue est le complexe des ouvrages qui assurent l'évacuation des eaux de crue du bief amont au bief aval, il existe plusieurs types d'évacuateur de crues qui conviennent chacun à des conditions topographiques, géologiques, de construction, techniques, géotechniques et économique. L'objet de cette étude est choisir le type qui convient à notre cas. Pour le faire il nous faut savoir toutes les caractéristiques de tous les types de ces ouvrages.

- a.** Les conditions topographiques et géologiques particulières du site aménagé ;
- b.** Le type de barrage ;
- c.** La sismicité de la zone de l'aménagement et la fiabilité de l'exploitation ;
- d.** Les conditions d'exploitation ;
- e.** La durée et les degrés d'utilisation ;

La relative importance du débit de crue évacué et type du de la digue.

La solution qui est la plus adaptée est la solution d'un évacuateur en rive du type frontal ou latéral. Considérant la configuration du terrain, la rive gauche est plus favorable pour l'implantation de ce type d'évacuateur.

Solution choisit : **Evacuateur de crue latérale à entonnement frontal.**

V-1-2 Dimensionnement de l'évacuateur de crue:

L'évacuateur de crues est constitué des éléments suivants :

- Un canal d'approche.
- Un déversoir.
- Un chenal.
- Un convergent.
- Un coursier.
- Un bassin de dissipation.
- Un canal de restitution.

➤ **Canal d'approche:**

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

P: la pelle (P=1m).

H: la charge d'eau sur le déversoir h=1m.

$$H + P = 2\text{m}$$

Vitesse d'approche:

La vitesse est donnée par la relation suivante:

$$V = \frac{Q}{(P + H) * b}$$

b: largeur du déversoir (b=10m).

Q: débit évacué (Q=17 ;7 m³/s).

On trouve: V=0.93m/s.

La vitesse admissible pour le tronçon non revêtu est (4.4 ÷ 10) m/s, $V < V_{adm}$, donc pas de risque d'érosion.

• **Hauteur du mur du canal d'approche:**

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

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

$$R_e = 0.64\text{m.}$$

D'où la hauteur de mur est:

$$H_m = H + P + 0.64 = 2.64 \text{m} \dots \dots \dots (V-2)$$

On adopte une valeur de : $H_m = 2.7 \text{m}$.

• **Longueur du canal d'approche:**

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

➤ **Le déversoir:**

Le profil du seuil déversant est de type Creager, l'avantage de ce contour est qu'en chaque point de son parement aval la pression égal a la pression atmosphérique, tout profil situé au dessus entraînera des dépressions donc des risques de décollement.

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

$$Y = \frac{X^{1.85}}{2 \cdot H^{0.85}} \dots \dots \dots (V-3)$$

H: la charge sur le déversoir.

Tableau V-1: Coordonnées du seuil déversant.

coordonnées graphiques	
X	Y
0,15	-0,027
0,29	-0,0932
0,44	-0,2016
0,88	-0,7271
0,88	-0,7271
1,47	-1,8786
1,76	-2,62121
1,9	-3,0199

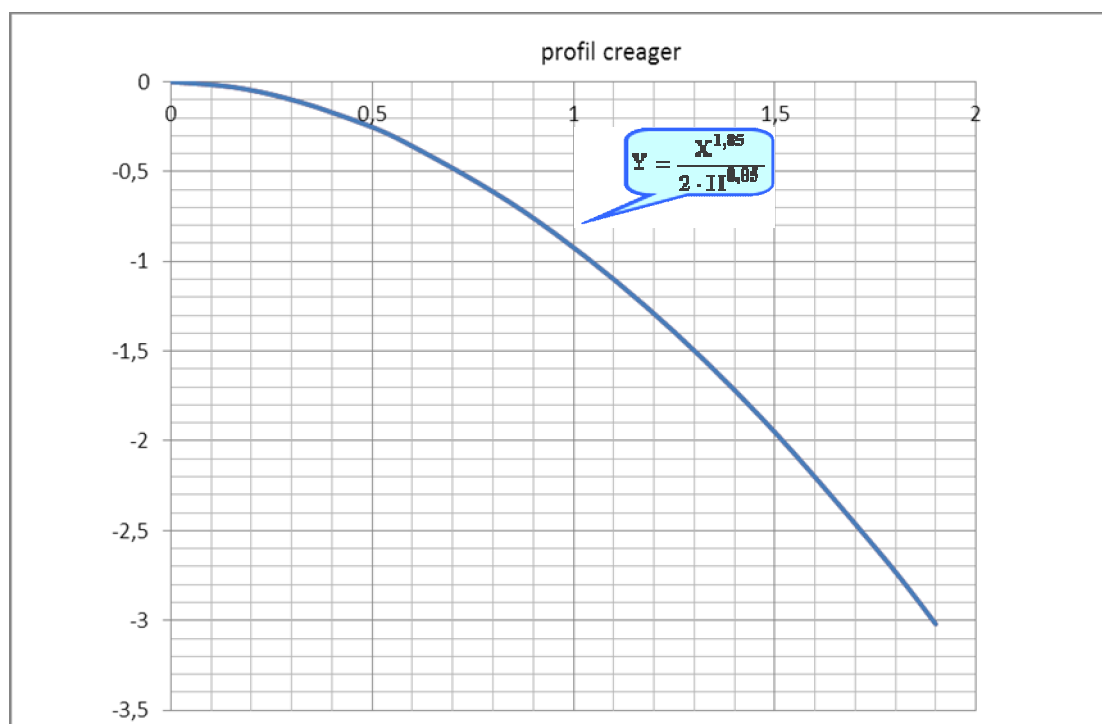


FIGURE N° V. 1:PROFIL DE GREAGER

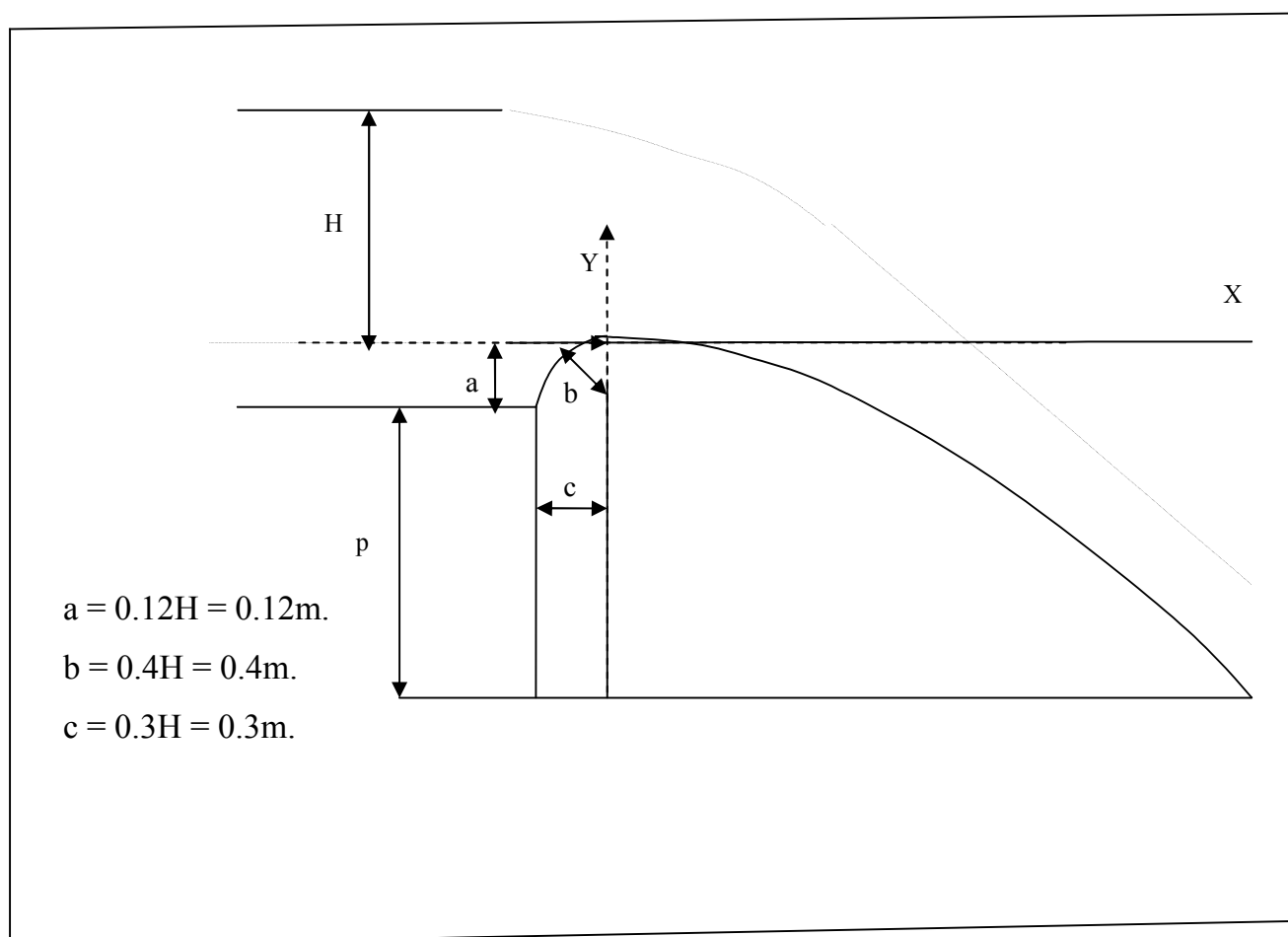


Figure.V.2. Dimensions du déversoir

➤ **Chenal d'écoulement:**

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

La longueur du chenal est déterminée en fonction de la topographie ici elle n'est pas importante elle est égale à 10m. On détermine la profondeur critique y_c pour un canal de forme rectangulaire:

$$y_c = \sqrt{\frac{1}{g} \left(\frac{Q}{b} \right)^2} \dots\dots\dots (V-4)$$

Avec:

Q: débit à évacuer ($Q=17,7\text{m}^3/\text{s}$).

b: largeur du canal ($b=10\text{m}$).

g: l'accélération de pesanteur ($g=9.81\text{m}^2/\text{s}$).

$$y_c=0.56\text{m}.$$

La profondeur d'eau dans le chenal est $H_c=1.5y_c=0.85\text{m}$.

La pente critique se détermine par la formule de Manning pour ($h=h_{cr}$).

$$Q = K.S.R^{2/3}.I^{1/2} \dots\dots\dots (V-5)$$

Avec:

R: rayon hydraulique (en m)

I: la pente en (m/m).

S: section mouillée $S=8.5\text{m}^2$.

K: coefficient de Manning-Strickler ($K=71$).

$$I=0.2\text{‰}.$$

Pour une section rectangulaire:

$$I_{cr} = \left[\frac{Q.(b + 2 * y_c)^{2/3}}{K.(b.y_c)^{5/3}} \right]^2 \dots\dots\dots (V-6)$$

$I_{cr}=0.24\% > 0.1\%$, donc la condition est vérifiée

($0.2\% < 0.49\% \Rightarrow I < I_{cr}$), donc le régime devient fluvial, et donc pas de formation de ressaut hydraulique.

➤ **Le convergent:**

A l'extrémité du chenal la ou s'amorce le coursier on projette un convergent pour marquer le passage en régime torrentiel.

La longueur du convergent est déterminée par la formule suivante :

$$L = 2,5 \cdot (L_1 - L_2) \cdot (V - 10)$$

Où:

L_1 : est la largeur au plafond du bief amont $L_1 = b_1 = 10\text{m}$.

L_2 : est la largeur au plafond de la section de contrôle $L_2 = b_2 = 7\text{m}$.

$$L = 7.5\text{m}$$

On adopte: $L = 8\text{m}$.

➤ **Le coursier :**

Le coursier est un ouvrage de raccordement, il fait suite au chenal d'écoulement, sa fonction est de conduire l'eau au dissipateur d'énergie. Pour assurer de bonnes conditions de l'écoulement il est conseillé de lui donner une section rectangulaire

01- Largeur du coursier :

Elle est donnée par :

$$B = Q^{0.4} \text{ (m)}$$

A.N :

$$B = 17,7^{0.4} = 3.15 \text{ m}$$

On prend $B = 5\text{m}$

02- Longueur du coursier :

La longueur du coursier est obtenue directement du plan topographique, et d'après le plan la longueur est 40 mètres.

03- La profondeur critique :

La condition de l'état critique est :

$$\frac{Q^2 B}{g \cdot S^3} = 1.$$

Pour un canal rectangulaire :

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot B^2}}$$

B : est la largeur du coursier égale a 5 m.

A.N :

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{17,7^2}{g \cdot 5^2}} = 1,13m$$

o4- Pente critique :

$$I_{cr} = \left(\frac{Q}{C_{cr} \cdot S_{cr} \cdot R_{cr}^{1/2}} \right)^2$$

S_{cr} : Section critique (m^2).

R_{cr} : Rayon critique (m).

C_{cr} : Coefficient de CHEZY

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

A.N :

$$S_{cr} = B \cdot h_{cr} = 5 \cdot 1,13 = 5.65m^2$$

$$P_{cr} = B + 2 \cdot h_{cr} = 5 + 2,26 = 7.26 m$$

$$R_{cr} = \frac{S_{cr}}{P_{cr}} = \frac{5.65}{7.26} = 0.77m$$

$$C_{cr} = \frac{1}{0,014} 0,77^{1/6} = 68,5$$

Donc :

$$I_{cr} = \left(\frac{17,7}{68.5 \cdot 5.26 \cdot 0,77^{1/2}} \right)^2 \cdot 100\% = 0,27\%$$

$$I_{coursier} > I_{cr}$$

05- Calcul de la ligne d'eau dans le coursier :

Le calcul de la ligne d'eau est effectué par moyen informatique ; avec logiciel CANAL21.

Tableau N°V.02: Calcul de la ligne d'eau

Q (m ³ /s)	Strickler	I (m/m)	Y _N	Y _C	Régime	L bief (m)
17,7	71	0.181	0.411	0.56	NT	40

Tableau N°V.03: Calcul de la ligne d'eau

Section	Abscisse	Pas (m)	Y (m)	Froude	Hs (m)	J (m/m)
Amont	0	6	1.08	1.00	1.62	0.003
1	4	6	0.61	2.34	2.30	05.01
2	8	6	0.51	3.06	2.93	07.02
3	12	6	0.45	3.65	3.51	0.04
4	16	6	0.42	4.14	4.65	0.05
5	20	6	0.39	4.93	4.51	0.06
6	24	6	0.37	4.25	4.93	0.08
7	28	6	0.35	5.53	5.312	0,094
8	32	6	0,35	5.53	5.65	1
9	36	6	0.34	5.77	5.95	0.10
aval	40	6	0.34	5.917	6.21	0.0118

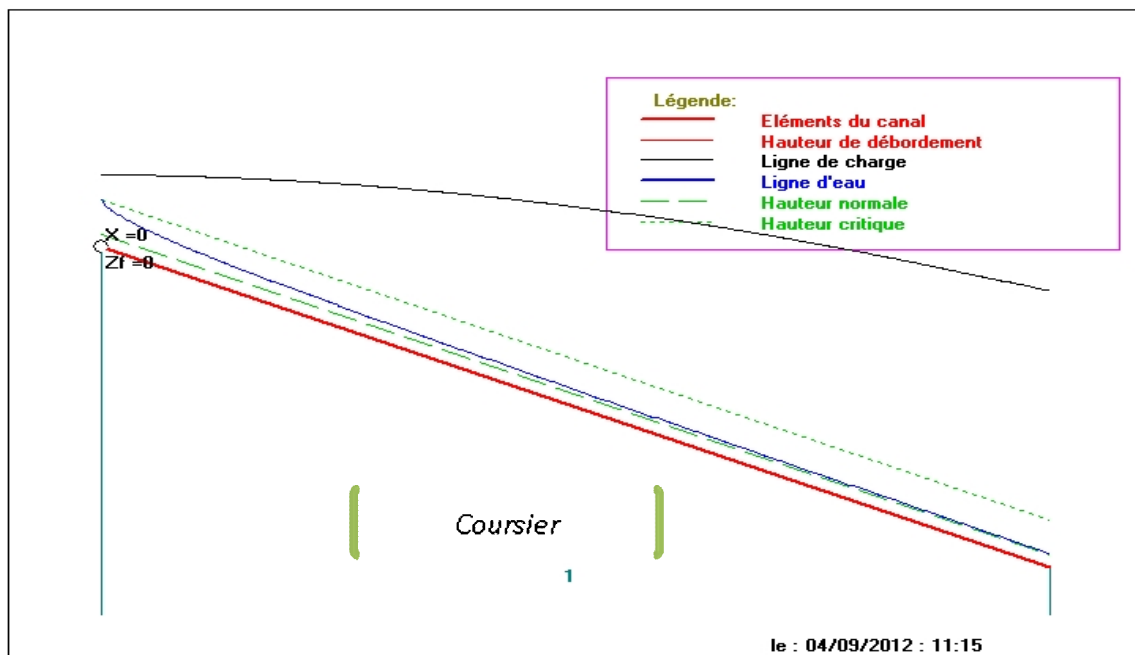


Figure V.3: la ligne d'eau dans le coursier.

On a :

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g h_c}}$$

Où :

Fr : nombre de Froude;

V : Vitesse de sortie du coursier tel que $V = \frac{Q}{S}$.

AN :

$$V = \frac{17.7}{5 \cdot 0,34} = 10.4 \text{ m/s}$$

Donc :

$$Fr = \frac{15.69}{\sqrt{9,81 \cdot 0,34}} = 5.7$$

Bassin de dissipation:

Il permet de dissiper l'énergie des eaux de crue avant de les instituer à l'oued, la forme du ressaut et ses caractéristiques dépendent directement du nombre de Froude.

Le nombre de Froude est défini par l'expression :

$$F = \frac{V}{\sqrt{gh}} \dots\dots\dots (V-20)$$

h: le tirant d'eau (m).

V: vitesse (m/s).

$$F = 5.7$$

Froude est supérieur à 4.5, cela veut dire que le ressaut va se produire nettement.

La mise en place des blocs, de déflecteur permettent de raccourcir le bassin et évite le déplacement du ressaut à l'aval. La vitesse d'entrée est inférieure à 15m/s. Le nombre de Froude indique nettement qu'il y'a formation de ressaut dont il faut déterminer les profondeurs conjuguées et la longueur du bassin pour s'en servir au dimensionnement des blocs chicanes (voir annexe).

Alors ai appelé à utiliser le bassin de type II.

➤ **-Détermination des caractéristiques du bassin :**

On a $F = 5.7$, donc de l'abaque $\frac{y_2}{y_1} = 6$ d'où $y_2 = 2.4m$.

y_1 : Tirant d'eau avant le ressaut en (m).

y_2 : Tirant d'eau après le ressaut en (m).

Longueur du bassin On a : $\frac{L}{Y_2} = 3.25$

Donc : $L = 7.8m$. On prend : $L = 8m$.

➤ **Dimensionnement des blocs chicane:**

$$l = 0.2 h_2 = 0.11m.$$

$$L = 0.75 h_2 = 0.41m.$$

l : largeur du seuil.

L : espacement entre les blocs.

$$a = 0.8.y_2 = 1.92m.$$

a : distance entre les blocs de chutes et les blocs chicanes.

➤ **Canal de restitution :**

Le canal de restitution sert essentiellement à conduire l'eau vers l'oued après la dissipation de son énergie; selon les conditions topographiques, cette partie est constituée par un tronçon de m de longueur environ d'enrochement.

V-2 Ouvrage de vidange:

Afin d'édifier le barrage à l'abris de l'eau courante dans l'oued ou d'une éventuelle crue, il est nécessaire de prévoir un chemin d'écoulement aux débits quelconques soit leur provenance. Ce chemin d'écoulement ne doit pas entraver ni gêner les travaux de construction de la digue et des ouvrages annexes.

Destination de la vidange de fond :

- Assurer de l'eau pour les besoins d'irrigation
- Vidange de la retenue

Le débit de projet est déterminé en fonction :

- De la condition de la vidange du volume utile durant 7-90 jours
- De la condition d'amenée d'eau pour l'irrigation suivant la condition de la vidange.

- La vidange de fond est mise dans la galerie de dérivation provisoire pour minimiser les coûts de déblai pour l'installation de cette dernière.

Le débit transitant à travers la conduite est défini par la formule suivante :

$$Q = \frac{V_u}{T} \dots\dots\dots (V-22)$$

Où:

V: volume utile (V=268451m³).

T: temps de vidange égal 11 jours = 950400 secondes

$$Q=0.282\text{m}^3/\text{s}$$

Le type et la construction de la vidange sont déterminés en fonction des conditions topographique et géologique, ainsi que par la valeur du débit de projet.

Dans notre cas la meilleure des solutions est une vidange de fond tubulaire en acier.

L'axe de la vidange de fond est choisi suivant l'axe de la dérivation provisoire et le plan d'aménagement hydraulique compte tenu de la vidange maximale de la retenue, et la possibilité de passage des débits de chantier.

-Calcul hydraulique :

Ce calcul consiste à déterminer la section et le diamètre de la conduite de vidange, on utilisant la formule de l'écoulement en charge :

$$Q = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2gZ} \dots\dots\dots (V-23)$$

Q : débit de vidange (en m³/s).

μ : coefficient de débit.

S : section de la conduite (en m²).

Z : différence de niveau d'eau entre le bief amont et bief aval (en m).

Alors que:
$$S = \frac{Q}{\mu \cdot \sqrt{2gZ}} = \frac{\pi \cdot d^2}{4} \dots\dots\dots (V-24)$$

Avec:
$$Z = 8.5\text{m}$$

Préalablement on prend:
$$\mu = 0.62.$$

On trouve :
$$S = 0.035 \text{ m}^2.$$

$$d = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} \dots\dots\dots (V-25)$$

D'où:
$$d = 0.21\text{m}.$$

On prend un diamètre normalise $d=250$ mm, une conduite en acier d'une rugosité $n=0.013$.

Correction de la valeur de coefficient μ :

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1 + \sum \xi_s + \sum \xi_l}} \dots \dots \dots (V-26)$$

$\sum \xi_s$: somme des coefficients de pertes de charge singulières

$$\sum \xi_s = \xi_{ent} + \xi_{va} + \xi_{sor} + \xi_{grille}$$

$$\xi_{ent} = 0.1m, \quad \xi_{sor} = 1m, \quad \xi_{grille} = 0.25m$$

$\sum \xi_L$: Somme des coefficients de pertes de charges linéaires.

$$\sum \xi_L = \frac{\lambda L}{d} \dots \dots \dots (V-27)$$

L: longueur de la conduite de la vidange de fond égale à 90m.

d: diamètre de la conduite de vidange 250mm.

λ : Coefficient de perte de charge calculé par la formule de Strickler:

$$\lambda = \frac{125n^2}{d^{1/3}} \dots \dots \dots (V-28)$$

n: rugosité de la conduite en acier ($n=0.014$).

$$\text{On trouve:} \quad \lambda = 0.038 \quad \xi_{lin} = \frac{\lambda \cdot L}{D} \Rightarrow \sum \xi_L = 14m.$$

$$\text{Ce qui nous donne:} \quad \mu = 0.24$$

Avec cette nouvelle valeur du coefficient de débit, le diamètre de la conduite de vidange sera égal à $d=295.80$ mm, on adopte la valeur de $d=400$ mm.

V.5- Prises d'eau

La consommation maximale est en mois de juin : $V = 0.085 \text{ Mm}^3$

$$\text{Donc : } Q = \frac{V}{T} = 0.033 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q = uS\sqrt{2gH}$$

S : section de la conduite en m^2

H : charge d'eau minimal $H=1.5$ m

On trouve une section de 0.061 m^2

Donc on adopte la valeur de : $D=75$ mm

La prise d'eau et la vidange de fond sont rassemblées dans un même ouvrage qui est situé au pied amont de la digue sur la rive gauche.

Chapitre VI

Organisation du chantier et sécurité du travail



VI. 1 Organisation du chantier:

VI 1.1 Introduction:

Introduction :

L'organisation de chantier consiste à déterminer et à coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour accomplir dans les meilleures conditions possibles des travaux à exécuter, avant d'aller sur chantier, et de commencer la réalisation des travaux, pour cela il faut toujours commencer par une étude théorique et ensuite la partie pratique. Dans la première on détermine le temps de réalisation avec précision, le matériel à utiliser, la main d'œuvre nécessaire et les matériaux de construction nécessaires, dans la deuxième partie on passe à l'exécution des travaux sur terrain.

Les principes de base observés dans l'organisation de chantier et le calendrier des travaux sont :

- ❖ Mécanisation du chantier à un degré maximal et l'utilisation d'un matériel efficace et d'un personnel hautement qualifié.
- ❖ Coordination des différentes phases de construction à en matière de simultanéité des travaux sur quelques sous chantier pour accélérer la réalisation.

VI. 1.2 Travaux préparatoires:

- Installation du chantier, parc à matériel, assurées les matériaux de construction, base de vie pour les ouvriers.
- Mise en place des pistes et accès au site.
- Implantation des axes (digue, ouvrage annexes)
- Préparation des zones d'emprunts.
- Préparation de la fondation de la réalisation de la digue
- Déboisement de la cuvette, décapage de la couche végétale du site du barrage

VI. 1.3 Réalisation de la vidange de fond et la prise d'eau:

La vidange de fond est une conduite en acier enrobée de béton, de diamètre 400mm, munie de redans anti renards, prise d'eau est une conduite en acier. Il est préférable en premier lieu de construire la vidange de fond pour évacuer les débits de chantier, elle doit être terminée avant le début de la réalisation du corps de la digue.

➤ **-Etapas de réalisation :**

- Excavation de la tranchée le long de la trace de la vidange de fond à l'aide d'une pelle mécanique.
- Préparation et mise du béton de propreté pour les conduites le long de la trace.
- Pose des conduites (montage).
- Réalisation du remblai déverse en argile.
- Exécution de la prise d'eau.
- Exécution du cambre des vannes et montage des vannes.
- Réalisation du bassin d'amortissement et en fin le canal de restitution.

VI. 1.4 Réalisation de l'évacuateur de crue:

Etapas de réalisation:

- Exécution de la fouille de l'évacuateur le long de la trace à l'aide de pelles mécaniques ou de BULLDOZERS.
- Aménagement du fond du canal.
- Aménagement des filtres, béton de propreté et des drains.
- Coffrage, ferrailage, bétonnage, blocs par blocs et mise des joints.
- Protection en enrochement à l'entrée et à la sortie de l'ouvrage.

VI. 1.5 Réalisation du corps de la digue :

- Remblaiement de la clé d'encrage et des fondations jusqu'au terrain naturel;
- Mise en place de la conduite de prise d'eau et celle de vidange de fond;
- Approvisionnement des matériaux filtrants;
- Exécution du remblai du barrage, et mise en place du prisme de drainage (drain de pied).
- Mise en place de revêtement des talus;
- Mise en place des équipements hydromécaniques;
- Travaux de finition, revêtement de la crête de la digue et de route d'accès....

VI. 1.6 Recommandation pour l'exécution de la digue:

La digue homogène en argile doit être compacte en plusieurs couches avec soins afin d'assurer des couches homogènes et continues.

La mise en place de la terre argileuse comprend les opérations suivantes :

- Le nivellement, le déchargement, l'épandage, l'humectage jusqu'à la teneur

En eau optimale et le compactage successif.

- Le compactage doit être effectué par couches dont l'épaisseur varie entre 15 à 70 cm sous l'action de compacteur pneumatique ou bien mixte.
- Avec la baisse de l'humidité naturelle pendant la saison d'été, il faut Augmenter la quantité d'eau pour l'humidification par arrosage du remblai.
- Aussi durant la construction, il faut veiller à un bon ancrage de la partie inférieur de la digue dans le substratum pour éviter les risques d'infiltration.

VI. 1.7 Contrôle de compactage:

Le contrôle consistera à s'assurer que les caractéristiques des matériaux sont respectés conformément aux essais préliminaires notamment de maintenir la teneur en eau optimale, la densité sèche optimale, type d'engin à utiliser nombre de passes de rouleaux etc. ...

Il portera sur les points suivants:

- Contrôle de l'homogénéité en teneur en eau des matériaux répandu avant le compactage.
- Contrôle de la vitesse et du nombre de passage au rouleau compacteur.
- Mesure et contrôle de la densité sèche après compactage.

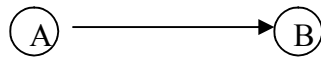
VI. 1.8 Planification :

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

- Installation des postes de travail ;
- Observations instantanées ;
- Analyse des tâches ;
- Le chronométrage ;
- Définition des objectifs et des attributions ;
- Simplification des méthodes ;
- Stabilisation des postes de travail.

La technique de planification utilisée dans notre projet est la méthode basée sur le 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 a ainsi utilisée le réseau à nœuds, l'opération est représentée par des nœuds et la succession des opérations par des flèches.



Ce réseau indique que l'opération (B) ne peut commencer que si l'opération (A) est complètement achevée.

VI. 1.9.2 Chemin critique (C.C) :

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$C.C \Leftrightarrow \begin{cases} MT = 0 \\ \sum TR_{cc} = D.T.P \end{cases}$$

VI. 1.9.3 Symboles des différentes opérations

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau (VI.1) : symboles des opérations

Symboles	Opérations	Durée (jours)
A	Installation de chantier	10
B	Pose conduite de la vidange de fond	3
D	Exécution de la prise d'eau	5
E	Exécution du bassin d'amortissement	10
F	Excavations, fouilles pour l'évacuateur de crue	25
G	Coffrage, ferrailage de l'évacuateur de crue	22
H	Bétonnage de l'évacuateur de crue	15
I	Excavation du tranché de la clé d'encrage	15
J	Remblais de la clé d'encrage	10
K	Remblais du barrage, et prisme de drainage	30
L	Revêtement sur les talus (amont, aval)	30
M	Équipements hydromécaniques	10
N	Travaux de finitions	30

Le schéma du réseau à nœuds de l'organigramme des opérations est donné par la figure (VII.1).

VI.9.5 Détermination du chemin critique :

Le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0) est donnée par le chemin suivant:

Le délai de construction de la retenue collinaire sur oued Merguebe Alagab en tenant compte du temps de réalisation de chacune des opérations qui le composent (sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement) est estimé par 6mois au maximum, pendant la période de préparation, on installe et on organise le chantier.

*

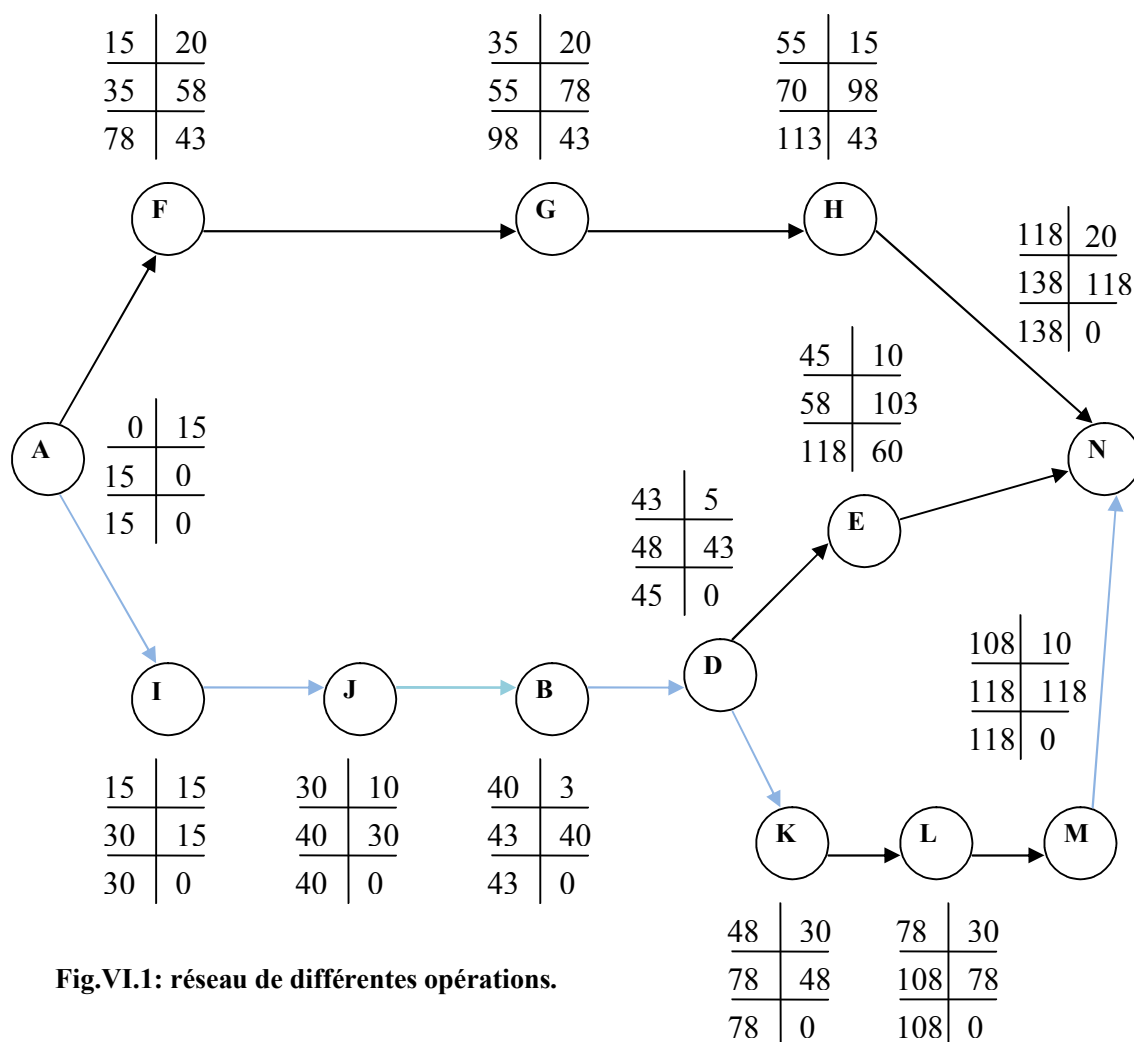


Fig.VI.1: réseau de différentes opérations.

VI.10 Devis estimatif :

Le devis estimatif du barrage et des ouvrages annexes est déterminé en sommant le coût des différents travaux, à savoir les excavations, les remblais et le bétonnage pour l'évacuateur de crues.

Ainsi on obtient les résultats pour les différents ouvrages:

Tableau (VI.2) : devis estimatif

N°	Désignation des Articles	Montant
I. Corps de la digue		
I.01	Terrassement	8 000 000,00
I.02	Corps de la Digue	
I.02.01	Remblais du corps de la digue	20 000 000,00
I.02.02	Drainage	10 000 000,00
I.02.03	Talus	5 000 000,00
I.02.04	Crête	4 000 000,00
SOUS TOTAL I		63 000 000,00
II. Ouvrages Annexes		
II.01	Evacuateur de crues	20 000 000,00
II.02	Canaux dérivation et d'entrée	10 000 000,00
II.04	Tour de Prise	6 000 000,00
II.05	Conduite Forcée	6 000 000,00
II.06	Chambre de Vannes	5 000 000,00
II.07	Bassin d'Amortissement	7500 000,00
SOUS TOTAL II		46 500 000,00
TOTAL GLOBAL EN H.T		85 500 000,00
TOTAL T.T.C AVEC TVA (17%)		100 350 000,00

VI.11-Conclusion

L'organisation du chantier est d'une importance primordiale dans la réalisation et l'achèvement dans les délais de tous les projets. Une bonne organisation est tributaire de la planification du chantier par une bonne définition du réseau par différentes méthodes. La recherche du chemin critique est très importante pour mieux justifier la décomposition du projet. Dans tous les cas, l'entrepreneur a un rôle essentiel à jouer dans ce sens.

Finalement on peut dire que les imprévus qui influent considérablement sur l'organisation d'un chantier et surtout les taches critiques, perturbent d'une certaine manière l'avancement des travaux, obligeant des révisions et des renforcements. Tout ceci est normalement pris en charge lors de l'étude de l'organisation d'un chantier

VI.2 Protection et sécurité du travail

Introduction :

La protection et la sécurité de travail comprennent tout un système de mesure d'ordre social, économique, technique, hygiénique, organisationnel et juridique. Ceux-ci 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 naissance à tous moment, c'est pour cela qu'on doit chercher des solutions pour promouvoir contre ces derniers.

Ces règlements contribuent à limiter au maximum les accidents de travail et les dégâts humains et matériels dus à ces accidents. En ce qui concerne la sécurité pendant la période de construction et d'exploitation du barrage, la prévention contre les accidents de travail est indispensable.

VI.2.1 Conditions dangereuses dans le chantier :

- Installation non protégée ou mal protégée.
- Outillages, engins et équipements en mauvais état.
- Matière défectueuse.
- Protection individuelle inexistante.
- Défauts dans la construction.
- Mauvaise disposition des lieux.
- Stockage irrationnel.
- Eclairage défectueux.
- Facteur d'ambiance impropre.
- Conditions climatiques défavorables.

VI.2.2 Actions dangereuses :

- Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables.
- Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
- Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
- Imprudence durant le travail.
- Mauvaise utilisation d'un outillage ou d'un engin.
- Suivre un rythme de travail inadapté.
- Plaisanter ou se quereller.
- Adopter une position peu sûre.

VII.2.3 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 tous dangers.
- Les abris doivent être aérés et climatisés.

Conclusion :

La prévention devrait tendre à être appuyée sur les critères défensifs uniquement mais aussi il faut créer des progrès techniques et scientifiques en ce qui concerne le matériel utilisé de point de vue confort et facilité de manipulation.

Contenu

VII. 1 Organisation du chantier:	90
VII. 1.1 Introduction:.....	90
VII. 1.2 Travaux préparatoires:	90
VII. 1.3 Réalisation de la vidange de fond et la prise d'eau:	90
VII. 1.4 Réalisation de l'évacuateur de crue:	91
VII. 1.5 Réalisation du corps de la digue :.....	91
VII. 1.6 Recommandation pour l'exécution de la digue:	91
VII. 1.7 Contrôle de compactage:	92
VII. 1.8 Planification	92
VII. 1.9.2Chemin critique (C.C) :	93
VII. 1.9.3 Symboles des différentes opérations	93
VII.9.5 Détermination du chemin critique :94	94
VII.10 Devis estimatif :.....	94
VII.2 Protection et sécurité du travail	96
VII.2.1 Conditions dangereuses dans le chantier [10]:	96
VII.2.2 Actions dangereuses :	96
VII.2.3 Mesures préventives :	97
Conclusion :	97

Conclusion générale

Dans le cadre de la préparation du mémoire de fin d'étude, nous avons essayé de traiter et d'étudier la faisabilité de la retenue collinaire sur l'oued Marguebe el Agabe dans la wilaya de MEDEA qui est destiné à l'irrigation.

On a fait une étude géologique qui comprend l'étude de la fondation, la cuvette et la disponibilité des matériaux de construction ensuite on a étudié l'hydrologie de la région pour voir si le réservoir se remplira ou pas en se basant sur les données hydrologiques de plusieurs années d'observation malgré le manque de données hydrométriques sur la région.

Le choix de la variante a été fait en fonction des sols avoisinant et on a opté pour une digue homogène vu la disponibilité suffisante des sols fins et vu sa simplicité de la réalisation.

La dérivation de la crue de chantier sera assurée par une conduite en acier de 400mm de diamètre qui jouera le rôle de l'ouvrage de vidange de fond en phase d'exploitation du barrage.

Des calculs technico-économiques ont été faits pour choisir toujours l'optimum et faire le choix le plus économique pour la largeur de l'évacuateur de crues et la digue. Le prélèvement de l'eau se fait à un seul niveau de prise à une cote élevée par rapport à celle du volume mort.

Bibliographie

- [1] **B.TOUAIBIA** «les retenues-régularisation des débits», ENSH 2001. P 6, 12, 18, 20.
- [2] **B.TOUAIBIA** «Manuel pratique de l'hydrologie», ENSH. Blida 2004. P 4 ,5 ,6 ,11.
- [3] **J.SCHLEISS et H.POUGATSCH** «Les Barrages du projet à la mise en service», Lausanne mai 2011. P 381.
- [4] **CIGB** «Barrages en remblai, filtres et drains granulaires», Bulletin n°95 Paris.1994. P9 , 10 ,11,12.
- [5] **CIGB** « Barrages en remblai, protection du talus amont», Bulletin n°91 Paris.1993.P5.
- [6] **CIGB** «Choix de la crue de projet, Bulletin n°82», Paris 1992. P 32.
- [7] **CIGB** «Glossaire de termes relatifs aux barrages», Bulletin n°31A, Paris 1982. P 20.
- [8] **FAO** «Crues et apports», Rome 1996. P 30.
- [9] **J.P. LABORDE** «Eléments d'hydrologie de surface», Nice 2000. P 44.
- [10] **M. GUERINET** «Projet de Barrage», ENPC 2010.P 54.
- [11] **P.LE DELLIOU** « Les Barrages : conception et maintenance», Lyon 2004. P 193.
- [12] **P.NOVAK** «Hydraulic structures», Londer 2005. P 61.
- [11] **GERARD PHILIPPINAT (Ingénieur E.T.P-professeur au centre des hautes études de la construction..)**(Fondation et ouvrages en terre) paris 1979 p 153, 154,155

Annexes



Annexe (01)

Annexe(01.4)



المختبر المركزي للأشغال العمومية
LABORATOIRE CENTRAL DES TRAVAUX PUBLICS

ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE

Selon NF P94-071-1 Août 1994

Etude : TASSILI ENGINEERING

Dossier N° : 62-07-0264

N° Sond : PN° 05

Prof : 1.80-2.30

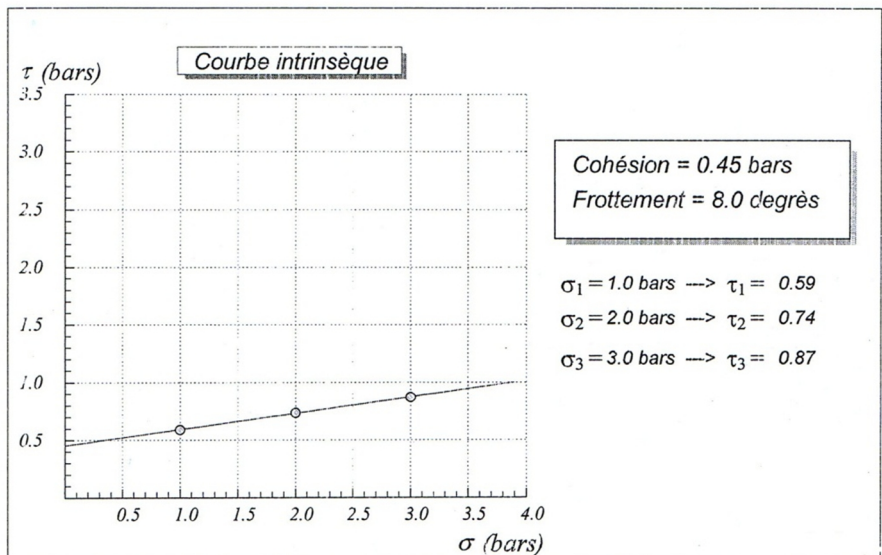
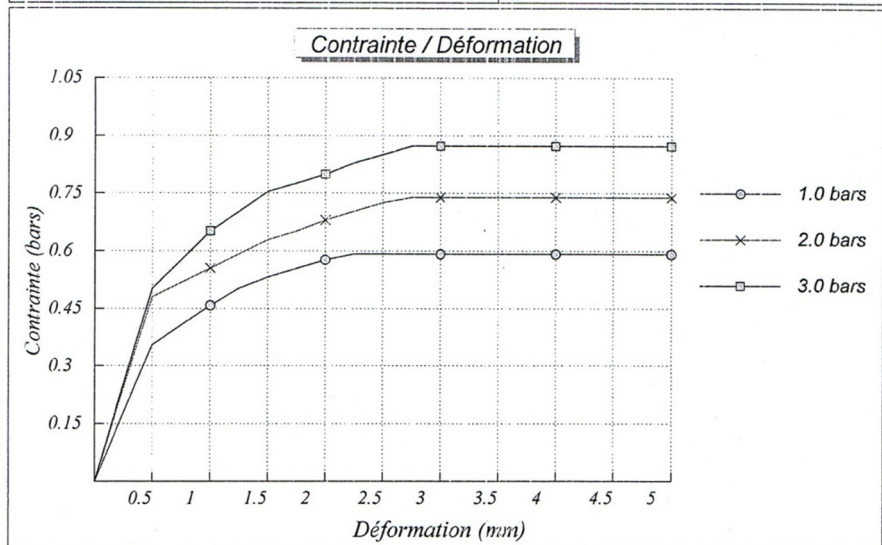
Nature sol : Argile marneuse

Type d'essai : UU

Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn

Date début essais :

Date fin essais :



Programme <Soltests> Tél: 070.23.00.51 / 072.29.27.29

F-5-G-46-2



Annexe (01)



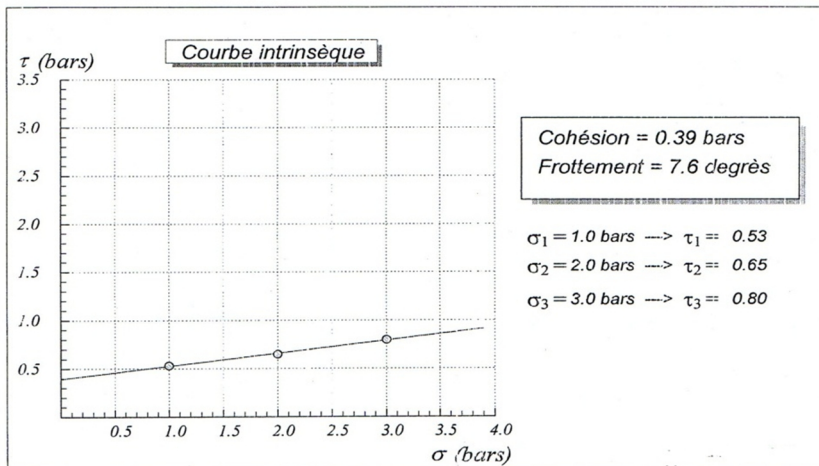
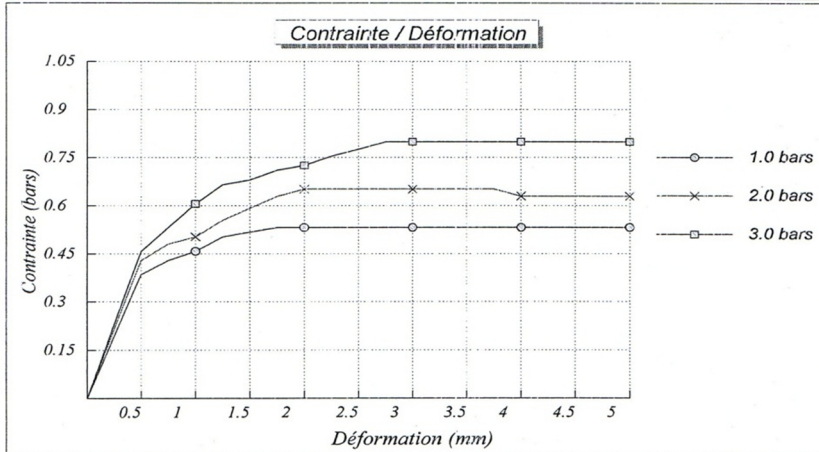
المختبر المركزي للأشغال السوية
LABORATOIRE CENTRAL DES TRAVAUX PUBLICS

ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE

Selon NF P94-071-1 Août 1994

Etude : TASSILI ENGINEERING
Dossier N° : 62-07-0264
N° Sond : PN° 01
Prof : 2.00-2.50
Nature sol : Argile

Type d'essai : UU
Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn
Date début essais :
Date fin essais :



Programme «Soltest» T6: 070.23.00.51 / 072.29.27.29

F-5-G-46-2



Annexe (01)

Annexe (01.11)

Station	Code	source	Coordonnées			Années de service	N
			X (km)	Y (km)	Z (m)		
MEDEA	11-50-9	A.N.R.H	504	329,8	935	1973-2010	37ANS

années	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	ANNUEL
1974	26	83,8	83,4	1,9	19,3	78,1	127,5	45,4	48,8	39,4	0	0	553,6
1975	11,6	0	157,8	34,9	105,6	120,2	57,1	52,3	47,4	7,4	36,7	2,4	633,4
1976	25,3	99,8	61,2	88,1	51,6	19,5	6,9	47,4	36,6	24,1	0	2,9	463,4
1977	0,8	8,2	28,5	8,9	104,3	21,8	88	111,1	80,3	0,6	0	0	452,5
1978	8,7	173,3	86,9	38,5	72,9	119,5	32,8	80,3	13,2	12,7	0,4	0,6	639,8
1979	82	59,3	91,3	44	122,5	27,5	154,4	80,9	24,7	0,3	0	0	686,9
1980	5,2	15,3	24,3	175,8	12,1	72,3	20	37,5	20	0,9	0	0	383,4
1981	8,6	7,2	1,5	59	68,3	25,4	12,8	14,3	32,3	7,1	0	1,9	238,4
1982	6	21,1	80,6	34,8	0	18,7	10,5	4,6	0,6	0	0	0	458,1
1983	0	14,4	39	58,7	61,9	98,5	57,1	57,9	50,4	20,2	0	0	458,1
1984	0	102,7	32,5	77,7	8,7	6	75,5	7,6	48,9	0	0	0	359,6
1985	13,4	4,3	51,9	42,7	101,6	66,9	82,4	5	0	2,3	0	0	370,5
1986	20,5	27,7	51,5	112,5	77,1	102,5	12	3	0	0	0	0	406,8
1887	8	19,3	52	33,1	12,8	37,6	24,1	46,4	50,3	45	0	0	342,3
188	8,3	17,1	42	182,7	35,1	17,7	52,2	53	10	7,5	0	0	425,6
1989	15,7	1,5	32,2	36,6	60,5	0	53,7	42,5	27,5	1,5	37,5	0	309,2
1990	2,3	12,6	34,7	55,7	51,8	58	33,8	20	14,5	2,5	0	2	287,9
1991	10,5	51	12,5	0,8	172,1	14,3	65,1	71,3	51,7	25,8	16,5	0	491,6
1992	4,6	34,5	62,9	31,5	11,3	54,4	18	82	44,6	0	7,5	0,2	351,5
1993	34	12,6	40,3	47,3	61,7	58,5	0	33,3	9,2	0	0	0	296,9
1994	32,5	75	21,1	26,6	167,3	14,2	76,7	10,3	6	11,9	0	0	441,6
1995	21,2	65,4	27,1	45,6	123,5	187	34,6	129,7	18,1	8,7	3,2	0	664,1
1996	9,9	19,2	4,2	33,2	40,7	20	3,4	62,4	19,7	0	0	12,7	225,4
1997	34,8	74	185,6	103	29,5	76,3	22,5	95,5	157,5	1,5	0	0	780,2
1998	46,2	37,5	84,5	59	114,7	132,7	84,3	7	18,7	4,2	0	1,9	590,7
1999	10,9	40,2	76,1	164,9	12,5	2,5	7,7	42,8	19,5	0	0	0	377,1
2000	21,1	57,7	119,4	42,8	227,3	46,3	1,5	80,8	27,4	0	1,5	0,5	626,3
2001	40,4	4,4	69	51,6	62,6	27,9	51,4	35,4	16,6	0,8	4,7	15,7	380,5
2002	10,3	26,4	99,2	139	195	218,8	9,8	110,7	30,1	2,6	2,3	14,9	859,1
2003	40,4	56,2	134,4	179,3	85,4	48,3	78,7	54,1	87,6	6,8	3,6	3,7	778,5
2004	24,4	31,4	101,2	149	34	83,2	36,1	16,1	3,7	0	0	0	479,1
2005	46,3	92,5	60,4	89,1	135,3	86,3	37,1	16,2	184,9	2,7	5,9	6	762,7
2006	42,3	6,7	16,9	141,7	19,7	79,6	311,6	135,1	23,1	1,2	27,9	11,6	817,4
2007	60,7	77,5	170,3	70,8	31	12,8	87,6	15,7	62,6	10,2	5,4	0	604,6
2008	60,9	81,5	111,1	122,1	175,6	21,8	90,7	120,1	34,6	1,2	8,2	7,4	835,2
2009	78,2	14,8	93,4	91,6	84	151,9	69,5	25,7	56,3	5,9	1,3	14,5	687,1
2010	20,2	85,9	119,2	71,9	59,4	150,2	72,8	98,7	131,1	16,2	2	5,4	833
moyenne	24,11	43,567	69,191	74,227	75,91	64,284	55,675	52,76	40,77	7,33	4,48	2,82	518,12

Annexe (01)

Annexe (01.11)

Station	Code	source	Coordonnées			Années de service	N
			X (km)	Y (km)	Z (m)		
MEDEA	11-50-9	A.N.R.H	504	329,8	935	1973-2010	37ANS

sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	ANNUEL
26	83,8	83,4	1,9	19,3	78,1	127,5	45,4	48,8	39,4	0	0	553,6
11,6	0	157,8	34,9	105,6	120,2	57,1	52,3	47,4	7,4	36,7	2,4	633,4
25,3	99,8	61,2	88,1	51,6	19,5	6,9	47,4	36,6	24,1	0	2,9	463,4
0,8	8,2	28,5	8,9	104,3	21,8	88	111,1	80,3	0,6	0	0	452,5
8,7	173,3	86,9	38,5	72,9	119,5	32,8	80,3	13,2	12,7	0,4	0,6	639,8
82	59,3	91,3	44	122,5	27,5	154,4	80,9	24,7	0,3	0	0	686,9
5,2	15,3	24,3	175,8	12,1	72,3	20	37,5	20	0,9	0	0	383,4
8,6	7,2	1,5	59	68,3	25,4	12,8	14,3	32,3	7,1	0	1,9	238,4
6	21,1	80,6	34,8	0	18,7	10,5	4,6	0,6	0	0	0	458,1
0	14,4	39	58,7	61,9	98,5	57,1	57,9	50,4	20,2	0	0	458,1
0	102,7	32,5	77,7	8,7	6	75,5	7,6	48,9	0	0	0	359,6
13,4	4,3	51,9	42,7	101,6	66,9	82,4	5	0	2,3	0	0	370,5
20,5	27,7	51,5	112,5	77,1	102,5	12	3	0	0	0	0	406,8
8	19,3	52	33,1	12,8	37,6	24,1	46,4	50,3	45	0	0	342,3
8,3	17,1	42	182,7	35,1	17,7	52,2	53	10	7,5	0	0	425,6
15,7	1,5	32,2	36,6	60,5	0	53,7	42,5	27,5	1,5	37,5	0	309,2
2,3	12,6	34,7	55,7	51,8	58	33,8	20	14,5	2,5	0	2	287,9
10,5	51	12,5	0,8	172,1	14,3	65,1	71,3	51,7	25,8	16,5	0	491,6
4,6	34,5	62,9	31,5	11,3	54,4	18	82	44,6	0	7,5	0,2	351,5
34	12,6	40,3	47,3	61,7	58,5	0	33,3	9,2	0	0	0	296,9
32,5	75	21,1	26,6	167,3	14,2	76,7	10,3	6	11,9	0	0	441,6
21,2	65,4	27,1	45,6	123,5	187	34,6	129,7	18,1	8,7	3,2	0	664,1
9,9	19,2	4,2	33,2	40,7	20	3,4	62,4	19,7	0	0	12,7	225,4
34,8	74	185,6	103	29,5	76,3	22,5	95,5	157,5	1,5	0	0	780,2
46,2	37,5	84,5	59	114,7	132,7	84,3	7	18,7	4,2	0	1,9	590,7
10,9	40,2	76,1	164,9	12,5	2,5	7,7	42,8	19,5	0	0	0	377,1
21,1	57,7	119,4	42,8	227,3	46,3	1,5	80,8	27,4	0	1,5	0,5	626,3
40,4	4,4	69	51,6	62,6	27,9	51,4	35,4	16,6	0,8	4,7	15,7	380,5
10,3	26,4	99,2	139	195	218,8	9,8	110,7	30,1	2,6	2,3	14,9	859,1
40,4	56,2	134,4	179,3	85,4	48,3	78,7	54,1	87,6	6,8	3,6	3,7	778,5
24,4	31,4	101,2	149	34	83,2	36,1	16,1	3,7	0	0	0	479,1
46,3	92,5	60,4	89,1	135,3	86,3	37,1	16,2	184,9	2,7	5,9	6	762,7
42,3	6,7	16,9	141,7	19,7	79,6	311,6	135,1	23,1	1,2	27,9	11,6	817,4
60,7	77,5	170,3	70,8	31	12,8	87,6	15,7	62,6	10,2	5,4	0	604,6
60,9	81,5	111,1	122,1	175,6	21,8	90,7	120,1	34,6	1,2	8,2	7,4	835,2
78,2	14,8	93,4	91,6	84	151,9	69,5	25,7	56,3	5,9	1,3	14,5	687,1
20,2	85,9	119,2	71,9	59,4	150,2	72,8	98,7	131,1	16,2	2	5,4	833

Annexe (01)

Annexe (01.11)

Station	Code	source	Coordonnées			Années de service	N
			X (km)	Y (km)	Z (m)		
MEDEA	11-50-9	A.N.R.H	504	329,8	935	1973-2010	37ANS

24,11	43,567	69,191	74,227	75,91	64,284	55,675	52,76	40,77	7,33	4,48	2,82	518,12
-------	--------	--------	--------	-------	--------	--------	-------	-------	------	------	------	--------



ANNEXE(02.2)

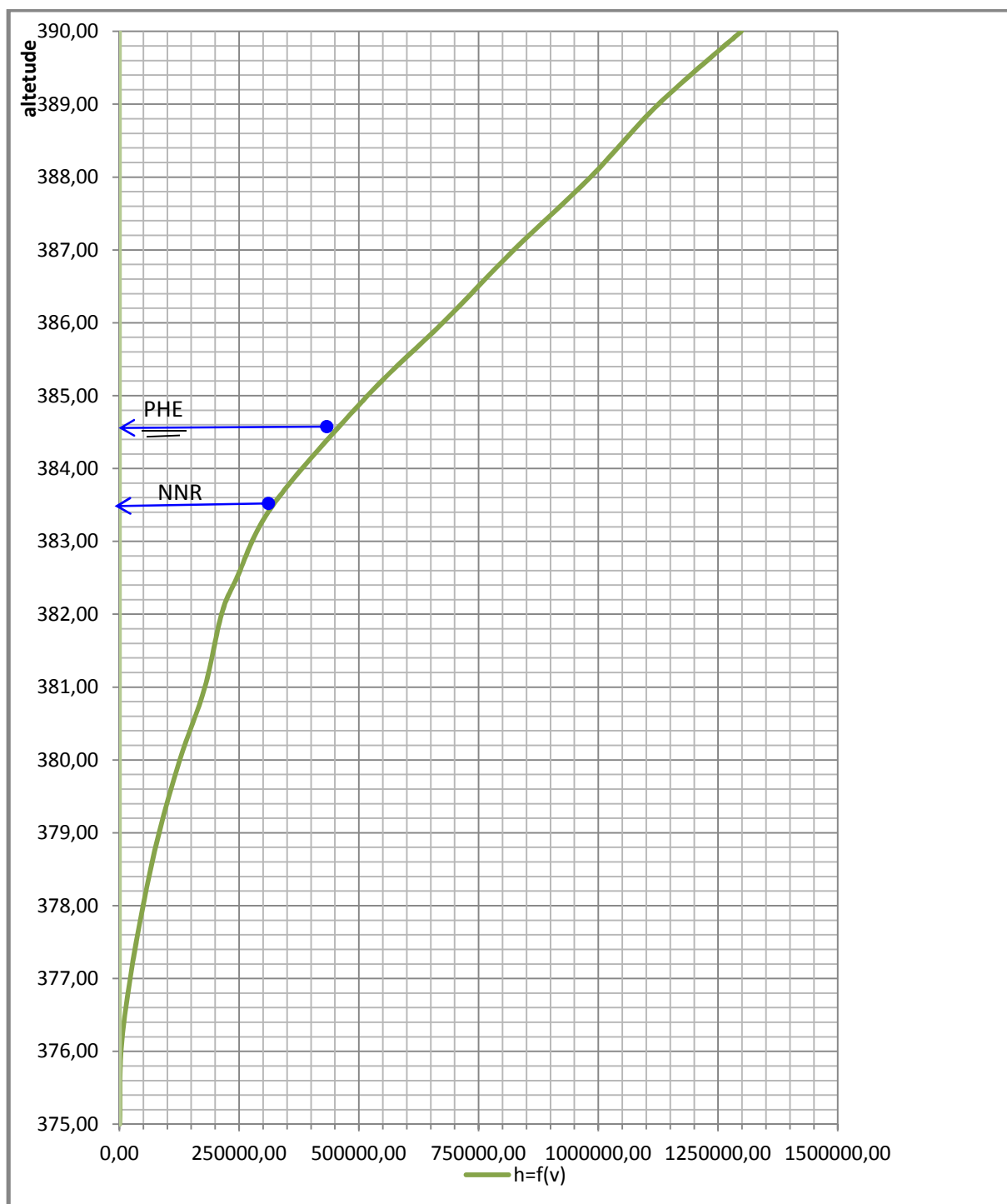
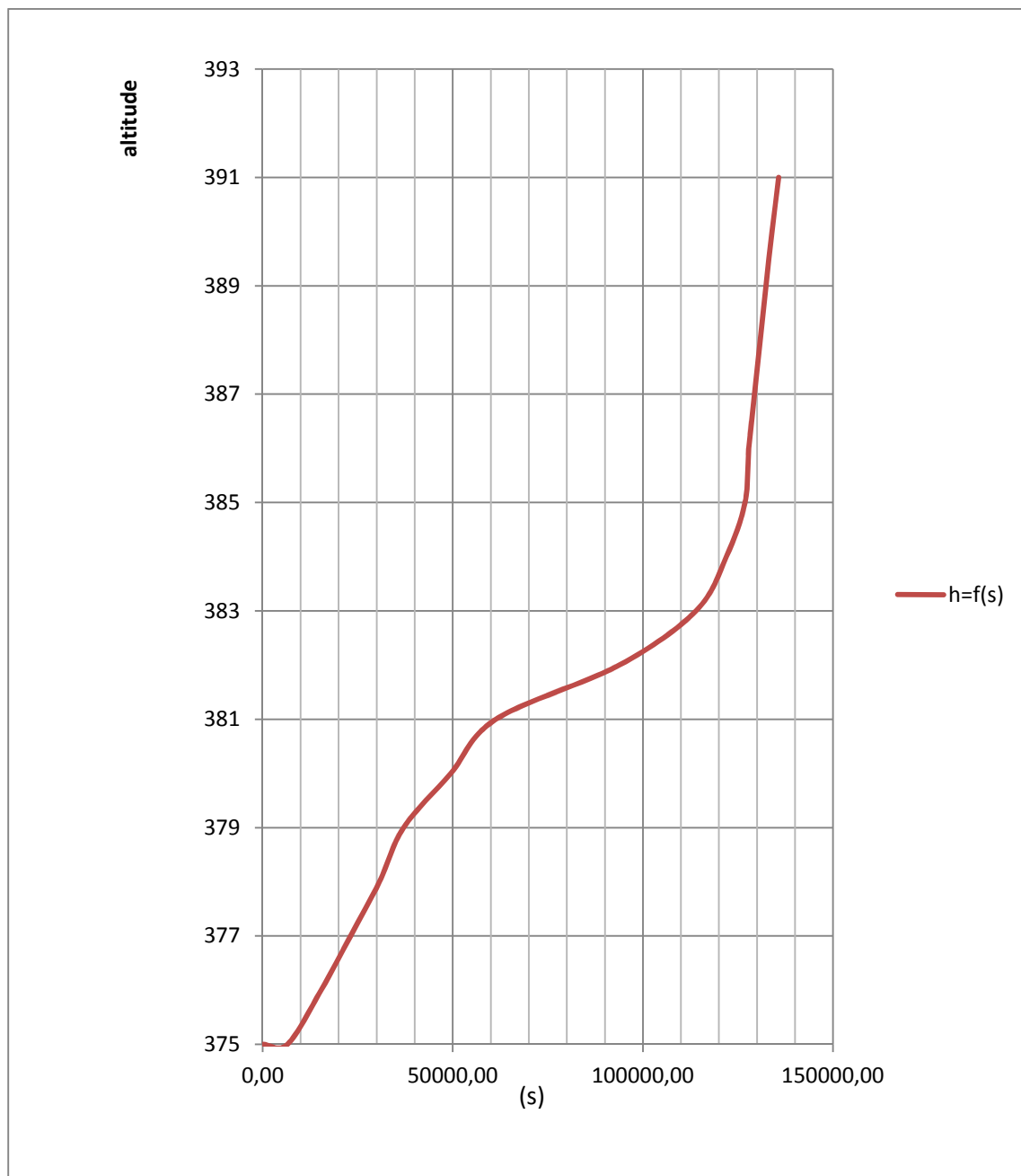


Figure I. Courbe volumétrique

ANNEXE(02.2)

**Figure II Courbes «hauteurs-capacités-surfaces»**

Annexe B.1

Précipitations annuelles et P_{jmax} de la station MEDEA (11-50-9)

Station Ain fares		
Année	Pluie	P_{jmax}
1974	34,5	553,6
1975	65	633,4
1976	24	463,4
1977	39,5	452,5
1978	75,6	639,8
1979	100,5	686,9
1980	57,4	383,4
1981	45,4	238,4
1982	24,6	458,1
1983	48	359,6
1984	74	370,5
1985	38	406,8
1986	38,6	342,3
1987	42	425,6
1988	33,5	309,2
1989	28	287,9
1990	128	491,6
1991	34	351,5
1992	30,2	296,9
1993	36,4	441,6
1994	46,3	664,1
1995	10,7	225,4
1996	41,5	780,2
1997	42,3	590,7
1998	43,5	377,1
1999	43,5	626,3
2000	63,9	380,5
2001	20,6	859,1
2002	60,2	778,5
2003	47,5	479,1
2004	66,5	762,7
2005	125	156,7
2006	156,7	817,4
2007	60,1	604,6
2008	40,5	835,2
2009	47,3	687,1
2010	47,8	833

Test de validité de l'ajustement à la loi normale et loi log normale**➤ Test de Khi carrée**

- ✓ On calcule $\chi^2_{\text{calculé}}$.
- ✓ On calcule le nombre de degré de liberté γ :
- ✓ On détermine $\chi^2_{\text{théorique}}$ sur la table de Pearson III (voir tableau III-4 ci-après)

Avec : $\chi^2_{\text{théorique}} = g(\gamma, \alpha)$

La loi est adéquate pour une erreur $\alpha = 0.05$ si et seulement si : $\chi^2_{\text{calculé}} < \chi^2_{\text{théorique}}$.

Tableau III.5 : table du χ^2 .

α γ	0.9	0.5	0.3	0.2	0.1	0.05	0.02	0.01	0.001
1	0.016	0.455	1.074	1.642	2.705	3.841	5.412	6.635	10.827
2	0.211	1.386	2.408	3.219	4.605	5.991	7.824	9.210	13.815
3	0.584	2.366	3.665	4.642	6.251	7.815	9.837	11.345	16.266
4	1.064	3.357	4.878	5.989	7.779	9.488	11.668	13.277	18.467
5	1.610	4.351	6.064	7.289	9.236	11.070	13.388	15.086	20.515
6	2.204	5.348	7.231	8.558	10.645	12.592	15.033	16.812	22.457
7	2.833	6.346	8.383	9.83	12.017	14.067	16.622	18.475	24.322
8	3.490	7.344	9.524	11.030	13.362	15.507	18.168	20.090	26.125
9	4.168	8.343	10.656	12.242	14.684	16.919	19.679	21.666	27.877

D'après le logiciel HYFRAN on obtenu les résultats suivant:

Donc pour la NORMAL.

$$\chi^2_{\text{calculé}}=16,84 \quad \gamma=5 \quad 0.3 < p(\chi^2_{\text{calculé}}) = 0.008 < 0.5$$

n'est pas vérifiée

D'après la table de Pearson du χ^2 on a :

$$\chi^2_{\text{théorique}} = 11.07$$

$$\chi^2_{\text{calculé}} = 16,84 < \chi^2_{\text{théorique}} = 11.07$$

-Donc l'ajustement n'est pas vérifié

Donc pour le log normal.

$$\chi^2_{\text{calculé}}=5,16 \quad \gamma=5 \quad 0.3 < p(\chi^2_{\text{calculé}}) = 0.396 < 0.5 \quad \text{C'est vérifiée}$$

D'après la table de Pearson du χ^2 on a :

$$\chi^2_{\text{théorique}} = 11.07$$

$$\chi^2_{\text{calculé}} = 5,16 < \chi^2_{\text{théorique}} = 11.07$$

Donc l'ajustement est à considérer.

D'après les valeurs du P ($\chi^2_{\text{calculé}}$), nous constatons que l'échantillon s'ajuste mieux à la loi

(log normale).

cas de fonctionnement			amont		R=21,22										
c	bi	h1	c	sin α	cos α	dl		f°	tang f°	Gi	Ni	Ti	Ni*tang°	dni	(a*dn*G)/ R
	(m)	(m)				(m)	c*di								
-3	1,58	1,20	3,80	-0,27	0,96	1,64	6,24	13,50	0,24	3,89	3,74	1,06	0,90	17,22	0,79
-2	2,0	2,1	3,8	-0,18	0,98	2,03	7,73	13,50	0,24	8,69	8,55	1,58	2,05	16,50	1,69
-1	2,00	3,50	3,80	-0,09	1,00	2,01	7,63	13,50	0,24	14,35	14,29	1,30	3,43	16,30	2,76
0	2,00	4,25	3,80	-	1,00	2,00	7,60	13,50	0,24	17,43	17,43	1,54	4,18	15,80	3,24
1	2,00	4,80	3,80	0,09	1,00	2,01	7,63	13,50	0,24	19,68	19,60	1,79	4,70	15,70	3,64
2	2,00	5,25	3,80	0,18	0,98	2,03	7,73	13,50	0,24	21,53	21,17	3,91	5,08	15,60	3,96
3	2,00	5,38	3,80	0,27	0,96	2,08	7,90	13,50	0,24	22,06	21,22	6,02	5,09	15,70	4,08
4	2,0	5,2	3,8	0,36	0,93	2,15	8,16	13,50	0,24	21,40	19,94	7,78	4,78	15,90	4,01
5	2,0	4,7	3,8	0,45	0,89	2,25	8,53			19,27	17,16	8,76	4,12	16,30	3,70
6	2,00	3,60	3,80	0,55	0,84	2,39	9,07	13,50	0,24	14,76	12,37	8,05	2,97	16,90	2,94
7	2,00	3,30	3,80	0,64	0,77	2,59	9,85	13,50	0,24	13,53	10,44	8,61	2,50	17,31	2,76
8	2,0	3,2	3,8	0,73	0,69	2,91	11,07	13,50	0,24	13,12	9,00	9,54	2,16	22,30	3,45
9	2,0	2,8	3,8	0,82	0,57	3,48	13,22	13,50	0,24	11,77	6,77	9,63	1,62	24,50	3,40
Somme							102,36					69,57	43,58		40,42

cas de fonctionnement (amont)					R=26,3											
N° T	bi (m)	h1 (m)	c	gd	sinα	cosα	dl (m)	c*di	f°	tang f°	Gi	Ni	Ti	Ni*tan g°	dni	(a*dn*G)/ R
-2	2,60	1,44	3,80	20,40	-0,17	0,99	2,64	10,02			7,86	7,75	1,31	1,86	25,80	1,93
-1	2,00	2,17	3,80	20,40	-0,08	1,00	2,01	7,63	13,50	0,24	9,11	9,08	- 0,76	2,18	25,40	2,20
0	2,00	2,96	3,80		-	1,00	2,00	7,60			12,43	12,43	-	2,98	25,00	2,95
1	2,00	3,64	3,80		0,08	1,00	2,01	7,63			15,29	15,23	1,27	3,66	24,68	3,59
2	2,00	4,13	3,80		0,17	0,99	2,03	7,71			17,35	17,10	2,89	4,10	24,31	4,01
3	2,00	4,48	3,80		0,25	0,97	2,07	7,85			18,82	18,22	4,70	4,37	24,28	4,34
4	2,00	4,64	3,80		0,33	0,94	2,12	8,06			19,49	18,37	6,50	4,41	24,17	4,48
5	2,00	4,60	3,80		0,42	0,91	2,20	8,36			19,32	17,56	8,05	4,22	24,20	4,44
6	2,00	4,30	3,80		0,50	0,87	2,31	8,78			18,06	15,64	9,03	3,75	24,40	4,19
7	2,00	3,67	3,80		0,58	0,81	2,46	9,36			15,41	12,52	8,99	3,00	24,50	3,59
8	2,00	2,80	3,80		0,67	0,75	2,68	10,20			11,76	8,77	7,84	2,10	25,00	2,79
9	2,00	1,70	3,80		0,75	0,66	3,02	11,49			7,14	4,72	5,36	1,13	25,35	1,72
10	1,80	1,30	3,80		0,83	0,55	3,26	12,37			4,91	2,72	4,10	0,65	22,88	1,07
Somme								112,9					59,28	38,41		41,3

N° T	cas de fonctionnement			amont	R=24,4m											
	b _i (m)	h _i (m)		$\gamma\delta$	sina	cosa	C (m)	c*di	φ°	tang φ°	G _i	N _i	T _i	N _i *tang _o	dn _i	(a*dn*G) / R
-3	2	0,9	3,8	20,4	-0,214	0,97677	2,0476	7,7807	13,5	0,24	3,78	3,69219	-0,81	0,8861	23,7	0,9127
-2	2	2,3	3,8		-0,143	0,98974	2,0207	7,6788			9,66	9,56092	-1,38	2,2946	23,11	2,2743
-1	2	3,18	3,8		-0,071	0,99745	2,0051	7,6195			13,356	13,3219	-0,954	3,1973	22,44	3,0533
0	2	4,01	3,8		0	1	2	7,6			16,842	16,842	0	4,0421	22,6	3,8776
1	2	4,65	3,8		0,0714	0,99745	2,0051	7,6195			19,53	19,4801	1,395	4,6752	22,2	4,4169
2	2	5,16	3,8		0,1429	0,98974	2,0207	7,6788			21,672	21,4497	3,096	5,1479	22	4,8572
3	2	5,46	3,8		0,2143	0,97677	2,0476	7,7807			22,932	22,3993	4,914	5,3758	22	5,1396
4	2	5,6	3,8		0,2857	0,95831	2,087	7,9306			23,52	22,5396	6,72	5,4095	22	5,2714
5	2	5,58	3,8		0,3571	0,93405	2,1412	8,1366			23,436	21,8904	8,37	5,2537	22	5,2526
6	2	5,38	3,8		0,4286	0,90351	2,2136	8,4117			22,596	20,4157	9,684	4,8998	22,33	5,1403
7	2	4,9	3,8		0,5	0,86603	2,3094	8,7757			20,58	17,8228	10,29	4,2775	22,7	4,7592
8	2	4,03	3,8		0,5714	0,82065	2,4371	9,2609			16,926	13,8904	9,672	3,3337	23,2	4,0004
9	2	2,99	3,8		0,6429	0,76599	2,611	9,9219			12,558	9,61925	8,073	2,3086	23,6	3,0192
10	1,9	1,78	3,8			0,69985	2,7149	10,316			7,1022	4,9705	5,073	1,1929	24,17	1,7488
Somme								116,98					64,14		52,29	53,72

Cas de fonctionnement (aval)

aval		R1=22,4m														
c	bi	hl	c	gd	sina	cosa	dl	c*dj	f	tang f	Gi	Ni	Ti	Nr*tang	dni	(a>dn
	(m)	(m)					(m)									
-3	2,8	1,9	3,8	18,3	-0,25	0,97	2,89	10,99	13,5	0,24	11,17	10,82	-2,79	2,6	21,1	2,63
-2	2	3,26	3,8		-0,17	0,99	2,03	7,71			13,69	13,5	-2,28	3,24	20,7	3,16
-1	2	4,1	3,8		-0,08	1	2,01	7,63			17,22	17,16	- 1,44	4,12	20	3,84
0	2	5,2	3,8		-	1	2	7,6			21,84	21,84	0 0	5,24	19,5	4,75
1	2	5,6	3,8		0,08	1	2,01	7,63			23,52	23,44	1,96	5,63	19,8	5,2
2	2	6,4	3,8		0,17	0,99	2,03	7,71			26,88	26,5	4,48	6,36	19.. 6	5,88
3	2	6,44	3,8		0,25	0,97	2,07	7,85			27.5	26,19	6,76	6,29	19,5	5,89
4	2	6,5	3,8		0,33	0,94	2,12	8,06			27,3	25,74	9,1	6,18	19,5	5,94
5	2	6	3,8		0,42	0,91	2,2	8,36			25,2	22,91	10,5	5,5	19,5	5,48
6	2	5,5	3,8		0,5	C..S7	2,31	8,78			23,1	20,01	11,55	4,8	19,7	5,08
7	2	4,37	3,8	0,58	CSI	2,46	9,36	18,35	14,91	10,71	3,58	20,6	4,22			
8	1.2	3	3,8	0,67	C..75	1,61	6,12	7,56	5,63	5,04	1,35	21,5	1,81			
Somme								104,69					59,28	38,41		41,3

aval	R2=25,6																	
N° T	bi	h1	c	gd	sinα	cosα	C	dl	c*di	f°	tang f°	Gi	Ni	Ti	Ni*tang°	dni	(a*dn *G)/ R	
	(m)	(m)					(KPA)	(m)										
-3	2,00	1,50	3,80	18,30	0,21	0,98		2,05	7,78	13,50	0,24	6,30	6,15	1,35	1,48	24,70	1,52	
-2	2,00	2,40	3,80		0,14	0,99		2,02	7,68			10,08	9,98	1,44	2,39	24,40	2,40	
-1	2,00	3,34	3,80		0,07	1,00		2,01	7,62			14,03	13,99	1,00	3,36	24,00	3,28	
0	2,00	4,12	3,80		-	1,00		2,00	7,60			17,30	17,30	0	4,15	23,00	3,92	
1	2,00	4,70	3,80		0,07	1,00		2,01	7,62			19,74	19,69	1,41	4,73	23,00	4,42	
2	2,00	2,25	3,80		0,14	0,99		2,02	7,68			9,45	9,35	1,35	2,24	23,30	2,14	
3	2,00	5,73	3,80		0,21	0,98		2,05	7,78			24,07	23,51	5,16	5,64	23,00	5,39	
4	2,00	5,75	3,80		0,29	0,96		2,09	7,93			24,15	23,14	6,90	5,55	23,10	5,43	
5	2,00	5,66	3,80		0,36	0,93		2,14	8,14			23,77	22,20	8,49	5,33	23,30	5,39	
6	2,00	5,36	3,80		0,43	0,90		2,21	8,41			22,51	20,34	9,65	4,88	23,40	5,13	
7	2,00	4,80	3,80		0,50	0,87		2,31	8,78			20,16	17,46	10,08	4,19	23,60	4,63	
8	2,00	3,86	3,80		0,57	0,82		2,44	9,26			16,21	13,30	9,26	3,19	24,00	3,79	
9	2,00	2,85	3,80		0,64	0,77		2,61	9,92			11,97	9,17	7,70	2,20	24,50	2,86	
10	1,90	1,70	3,80		0,71	0,70		2,71	10,32			6,78	4,75	4,85	1,14	25,00	1,65	
somme									116,62						68,64	50,47		51,88

Cas de fonctionnement (aval)				R3=18,10m												
c	bi	h1	c	gd	sin α	cos α	dl		f°	tang f°	Gi	Ni	Ti	Ni*tang °	dni	(a*dn*G)/ R
	(m)	(m)					(m)	c*di								
-3	1,80	2,20	3,80	18,30	-0,25				13,50	0,24			- 2,08	1,93		1,95
						0,97	1,86	7,06			8,32	8,05			17,00	
-2	2,00	3,30	3,80		-0,17								- 2,31	3,28		3,10
						0,99	2,03	7,71			13,86	13,67			16,20	
-1	2,00	4,30	3,80		-0,08								- 1,51	4,32		3,92
						1,00	2,01	7,63			18,06	18,00			15,70	
0	2,00	5,10	3,80		-									5,14		4,53
						1,00	2,00	7,60			21,42	21,42	2,85		15,30	
1	2,00	5,70	3,80		0,08								2,00	5,73		5,09
						1,00	2,01	7,63			23,94	23,86			15,40	
2	2,00	6,12	3,80	18,30	0,17				13,50	0,24			4,28	6,08		5,47
						0,99	2,03	7,71			25,70	25,34			15,40	
3	2,00	6,28	3,80		0,25								6,59	6,13		5,72
						0,97	2,07	7,85			26,38	25,54			15,70	
4	2,00	6,00	3,80		0,33								8,40	5,70		5,50
						0,94	2,12	8,06			25,20	23,76			15,80	
5	2,00	5,50	3,80		0,42								9,63	5,04		4,95
						0,91	2,20	8,36			23,10	21,00			15,50	
6	2,00	4,90	3,80		0,50								10,29	4,28		4,49
						0,87	2,31	8,78			20,58	17,82			15,80	
7	2,00	3,56	3,80	18,30	0,58				13,50	0,24			8,72	2,91		3,41
						0,81	2,46	9,36			14,95	12,14			16,50	
8	2,00	1,96	3,80		0,67								5,49	1,47		1,97
						0,75	2,68	10,20			8,23	6,14			17,30	
somme								97,95					52,35	52,01		50,10

Cas fin de construction.				$R_1=25,21m$												
N° T	bi (m)	h1 (m)	c	$\gamma\delta$	$\sin\alpha$	$\cos\alpha$	dl (m)	c*di	φ°	tang f°	Gi	Ni	Ti	Ni*tang°	dni	(a*dn*G)/ R
-3	2,20	1,90	3,80	18,30	- 0,25	0,97	2,27	8,63	13,50	0,24	7,61	7,37	- 1,90	1,77	24,50	1,85
-2	2,50	3,20	3,80		- 0,17	0,99	2,54	9,63			14,56	14,36	- 2,43	3,45	23,70	3,42
-1	2,50	4,50	3,80		- 0,08	1,00	2,51	9,53			20,48	20,40	- 1,71	4,90	23,20	4,71
0	2,50	5,30	3,80		-	1,00	2,50	9,50			24,12	24,12	-	5,79	22,05	5,27
1	2,50	6,10	3,80		0,08	1,00	2,51	9,53			27,76	27,66	2,31	6,64	22,60	6,22
2	2,50	6,66	3,80		0,17	0,99	2,54	9,63			30,30	29,88	5,05	7,17	22,10	6,64
3	2,50	7,00	3,80		0,25	0,97	2,58	9,81			31,85	30,84	7,96	7,40	22,25	7,03
4	2,50	6,80	3,80		0,33	0,94	2,65	10,08			30,94	29,17	10,31	7,00	22,77	6,99
5	2,50	6,68	3,80		0,42	0,91	2,75	10,45			30,39	27,63	12,66	6,63	22,70	6,84
6	2,50	6,65	3,80		0,50	0,87	2,89	10,97			30,26	26,20	15,13	6,29	23,50	7,05
7	2,50	6,10	3,80		0,58	0,81	3,08	11,70			27,76	22,54	16,19	5,41	23,80	6,55
8	1,90	4,90	3,80		0,67	0,75	2,55	9,69			16,94	12,63	11,30	3,03	24,50	4,12
r2=17,81m somme													74,88	65,44		66,69

fin de construction

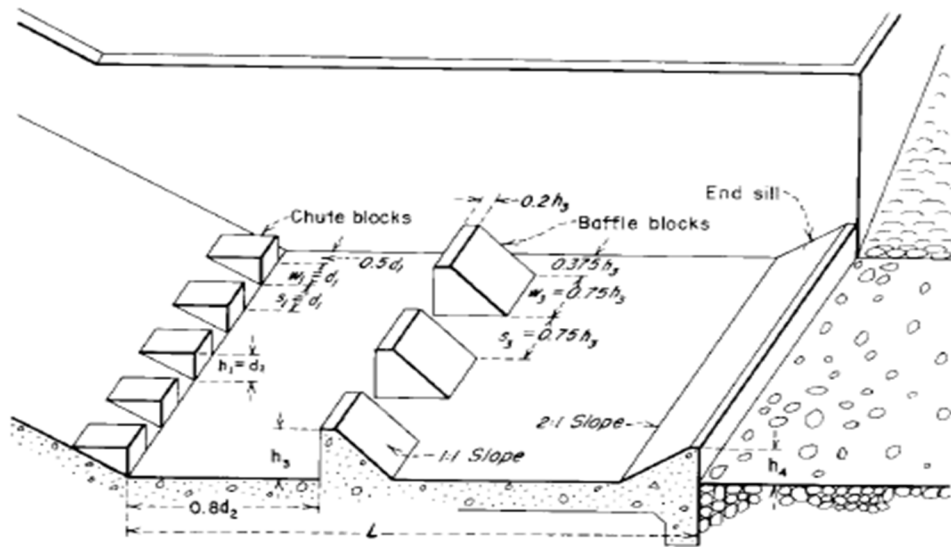
R₂=17,81m

N° T	bi (m)	h1 (m)	c	$\gamma\delta$	sina	cosa		dl (m)	c*di	φ°	tang f°	Gi	Ni	Ti	Ni*tang°	dni	(a*dn*G) R
-3	2,50	0,80	3,80	18,30	-0,27	0,96	-	2,60	9,87	13,50	0,24	3,64	3,50	- 0,99	0,84	16,78	0,86
-2	2,50	2,80	3,80		-0,18	0,98		2,54	9,66			12,74	12,53	- 2,32	3,01	16,24	2,90
-1	2,50	4,15	3,80		-0,09	1,00		2,51	9,54			18,88	18,80	- 1,72	4,51	16,11	3,02
0	2,50	5,15	3,80		-	1,00		2,50	9,50			23,43	23,43	-	5,62	15,30	3,56
1	2,50	5,70	3,80		0,09	1,00		2,51	9,54			25,94	25,83	2,36	6,20	15,25	3,92
2	2,50	6,20	3,80		0,18	0,98		2,54	9,66			28,21	27,74	5,13	6,66	15,15	4,24
3	2,50	6,35	3,80		0,27	0,96		2,60	9,87			28,89	27,80	7,88	6,67	15,44	4,42
4	2,50	6,28	3,80		0,36	0,93		2,68	10,20			28,57	26,62	10,39	6,39	15,70	4,45
5	2,50	5,50	3,80		0,45	0,89		2,81	10,67			25,03	22,29	11,38	5,35	16,20	4,02
6	2,50	4,45	3,80		0,55	0,84		2,98	11,33			20,25	16,97	11,04	4,07	16,77	3,37
7	2,11	2,70	3,80		0,64	0,77		2,74	10,39			10,37	8,00	6,60	1,92	17,30	1,78
somme														49,74	51,24		35,42

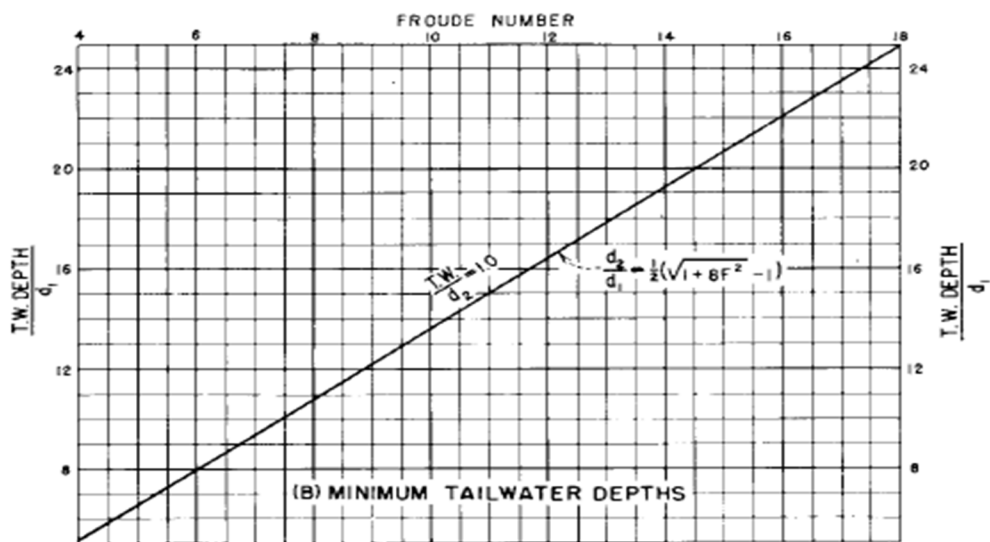
fin de construction				R3=23m														
N° T	bi (m)	h1 (m)	c	$\gamma\delta$	sina	cosa	dl (m)	c*di	φ°	tang f°	Gi	Ni	Ti	Ni*tang°	dni	(a*dn*G)/ R		
-4	1,80	0,79	3,80	18,30	-0,29	0,96	1,88	7,14	13,50	0,24	2,62	2,51	- 0,75	0,60	22,42	0,64		
-3	1,80	2,00	3,80	18,30	-0,21	0,98	1,84	7,00	13,50	0,24	6,62	6,47	- 1,42	1,55	21,20	1,53		
-2	1,80	3,10	3,80		-0,14	0,99	1,82	6,91			10,27	10,16	- 1,47	2,44	21,00	2,34		
-1	1,80	4,20	3,80		-0,07	1,00	1,80	6,86			13,91	13,87	- 0,99	3,33	20,50	3,10		
0	1,80	4,70	3,80		-	1,00	1,80	6,84			15,57	15,57	-	3,74	20,40	3,45		
1	1,80	5,33	3,80		0,07	1,00	1,80	6,86			17,65	17,61	1,26	4,23	20,30	3,90		
2	1,80	5,80	3,80		0,14	0,99	1,82	6,91			19,21	19,01	2,74	4,56	20,30	4,24		
3	1,80	6,06	3,80		0,21	0,98	1,84	7,00			20,07	19,60	4,30	4,71	20,74	4,52		
4	1,80	6,12	3,80		0,29	0,96	1,88	7,14			20,27	19,42	5,79	4,66	20,98	4,62		
5	1,80	5,81	3,80		0,36	0,93	1,93	7,32			19,24	17,97	6,87	4,31	21,40	4,48		
6	1,80	5,18	3,80		0,43	0,90	1,99	7,57			17,16	15,50	7,35	3,72	21,80	4,07		
7	1,80	4,21	3,80		0,50	0,87	2,08	7,90			13,94	12,08	6,97	2,90	22,24	3,37		
8	1,80	3,28	3,80		0,57	0,82	2,19	8,33					10,86	8,92	6,21	2,14	22,80	2,69
9	1,80	1,32	3,80		0,64	0,77	2,35	8,93					4,37	3,35	2,81	0,80	22,88	1,09

Annexe 05

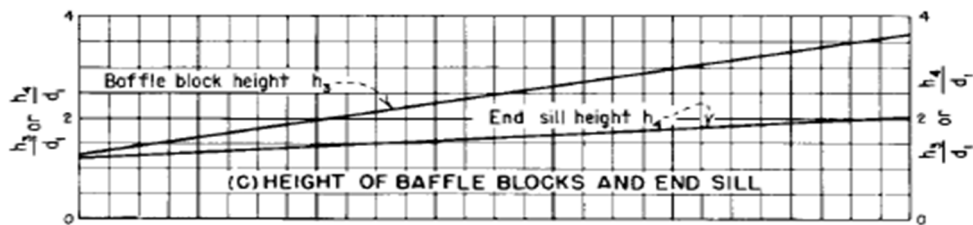
Caractéristique du bassin USBR type II



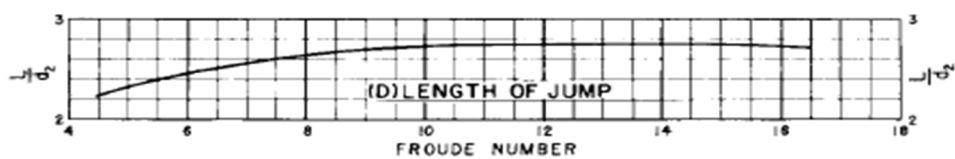
(A) TYPE III BASIN DIMENSIONS



(B) MINIMUM TAILWATER DEPTHS



(C) HEIGHT OF BAFFLE BLOCKS AND END SILL



(D) LENGTH OF JUMP

Abaques de dimensionnement du bassin de dissipation USBR type II