

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE
ARBAOUI ABDALLAH

DEPARTEMENT SPECIALITES

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

SPECIALITE : Conception Des ouvrages hydrotechniques

THEME:

**ETUDE DE FAISABILITE DE LA RETENUE
COLLINAIRE SUR OUED TAABANE COMMUNE
D'EL OUMARIA W.MEDEA**

Présenté par :
M^r. AMRINE SID-ALI

Promoteur :
M^r. *HASSANE.M*

MEMBRES DE JURY :

Président : M^r.B.BELOUAKLI
Examineurs : M^r.M .K.MIHOUBI
M^r.M.BENSALLAH
M^{me}.N.HADJ SADOUK
M^r.R.REKROUK

PROMOTION : 2007-2008

DÉDICACE :

Je dédie ce modeste travail,

A mes chers parents, essayant ainsi de vous exprimer toute ma gratitude pour tout ce que vous m'avait apporté.

A mes sœurs : Imene et Selma

A mon frère : Amine

A ma chère fiançai Nassima

A mes amis et collègues de l'école nationale supérieure de l'hydraulique Mourad, M'hamed, Walid, Rached, Fatima zohra et Belkis.

Amrine Sid-Ali

REMERCIEMENTS

Au terme de ce travail, Je tiens à exprimer ma reconnaissance et ma gratitude à toutes celles et tous ceux qui m'ont aidé dans la préparation de cette thèse.

J'adresse ma profonde reconnaissance à mon promoteur, M^r M.HASSANE qui m'a chaleureusement accueilli au sein de son service, et a toujours su me soutenir et m'épauler dans tous les moments. Je le remercie pour les nombreuses discussions, scientifiques ou non, que nous avons partagées tout au long de mon séjour à Blida, ainsi que pour son aide précieux dans mes démarches de recrutement à l'issue de ma thèse.

A tout le personnel et professeurs de l'école national supérieur de l'hydraulique

A tous les professeurs et responsables qui ont contribué à ma formation
Aux membres de jury qui me font l'honneur d'apprécier et de juger ce travail.

Une mention spéciale à ma famille et à mes amis pour m'avoir aéré l'esprit et pour la motivation qu'ils m'ont apportée tout au long de ce travail

Amrine Sid-Ali

ملخص:

قمنا في هذا العمل بدراسة تقنية شاملة على مستوى واد ثعبان (ولاية المدية) لإنشاء سد من أجل تزويد المنطقة بالمياه الصالحة للشرب و كذا لسقي بعض الأراضي الفلاحية المجاورة. بعد دراسة جيولوجية و هيدرولوجية معمقة قمنا بتصميم السد الذي يبلغ ارتفاعه 17.5 متر و سعة تقدر ب 70 الف متر مكعب ، و كذا تحققنا من ثباته و فيما يتعلق بالإنجاز قمنا بشرح و تنظيم جميع مراحل الإنجاز.

Résumé :

Dans le présent mémoire nous avons fait une étude technique complète sur l'oued Thaabane (Wilaya de Médéa) pour l'implantation d'un retenue collinaire, destiné a l'alimentation en eau potable et l'irrigation.

Après avoir faire une étude géologique, suivie d'une étude hydrologique approfondie nous avons dimensionné notre ouvrage ayant une hauteur 17.5 m, et une capacité de 70 m³ sur. ainsi une étude de vérification de stabilité ; et ce qui concerne la réalisation, nous avons fait une organisation de chantier.

Abstract:

In the present work we have done a complete technical study about oued Thaabane (Wilaya of Media) for the establishment of a small dam, intended for supplying with soft water and for irrigation.

After having made a geological study, followed by an hydrological one, we have designed our dam, thus a study of stability; and what relates to the realization, we made a job mana.

SOMMAIRE

TITRE	PAGE
I-ETUDE TOPOGRAPHIQUE	
INTRODUCTION.....	01
I.1 CHOIX ET RECONNAISSANCE DU SITE.....	01
I.2 ZONE DE L'IMPLANTATION DE LA ETENUE COLLINAIRE.....	02
I.3 L'IMPLANTATION DE L'AXE DE LADIGUE.....	02
II ETUDE GEOLOGIQUE-HYDROGEOLOGIQUE	
II.1	07
AQUIFERE.....	07
II.2 CONTEXTE GEOLOGIQUE ET HYDROGEOLOGIQUE.....	07
II.3 SEISMICITE.....	09
II.4 ZONE D'EMPRUNT PROCHE DU SITE.....	10
CONCLUSION.....	11
II.5 SCHEMA DE L'AMENAGEMENT.....	
III ETUDE GEOTECHNIQUE	16
III.1 INTRODUCTION.....	16
III.2 BUT DE L'ETUDE.....	16
III.3 PROGRAMME DE L'ETUDE.....	17
III.4 RESULTATS DE L'ETUDES.....	17
1- SONDAGE.....	18
2- ANALYSE AU LABORATOIRE.....	21
3- ANALYSE CHIMIQUE.....	22
-CONCLUSION.....	22
-STABILITE DU SITE.....	22
-RECOMMANDATION.....	
IV- ETUDE HYDROLOGIQUE	23
INTRODUCTION	
IV.1 CARACTERISTIQUES DU BASSIN VERSANT	23
IV.1.1 GENERALITES	23
IV.1.2 BASSIN VERSANT DU BARRAGE	23
A) PARAMETRES GEOMETRIQUES	23
B. PARAMETRES MORPHOLOGIQUES ET HYDROLOGIQUES	24
IV.1.3.1.1 INDICE DE COMPACITE DE GRAVELIUS	25
IV.1.3.1.2 RECTANGLE EQUIVALENT	25
IV.1.3.1.3 LES ALTITUDES CARACTERISTIQUES	26
A. LES ALTITUDES MAXIMALE ET MINIMALE	26
B. L'ALTITUDE MOYENNE	28
C. L'ALTITUDE MEDIANE	28
IV.1.3.1.4 L'HYPOMETRIE	28
A. LA COURBE HYPOMETRIQUE	28
B. LES INDICES DE PENTE	30
1. LA PENTE MOYENNE DU BASSIN VERSANT.....	30
2. INDICE DE PENTE GLOBALE (I _G)	32
3. INDICE DE PENTE DE ROCHE (I _P)	32
4. INDICE DE PENTE MOYENNE (I _M).....	34
C. DENIVELE SPECIFIQUE (D _S)	34
IV.1.3.1.5 HYDROGRAPHIE	35
A. DENSITE DE DRAINAGE (D _D)	37
B. LE RAPPORT DE CONFLUENCE (R _C)	37
C. LE RAPPORT DE LONGUEUR (R _L)	38
IV.1.3.1.6 MORPHOMETRIE	38
COEFFICIENT DE TORRENTIALITE (C _T)	38
IV.1.3.1.7 TEMPS DE CONCENTRATION (T_C)	39
a. FORMULE DE GIANDOTTI	39
b. FORMULE DE TURRAZA	39
c. FORMULE DE S.C.S (SOIL CONSERVATION SERVICE)	40
d. FORMULE DE KIRIPCH	40

e. FORMULE DE TEMEZ	40
f. FORMULE DE PASSINI	40
IV.I.3.1.8 VITESSE DE CONCENTRATION (V_c)	41
IV.I.4 ANALYSE DES DONNEES	45
IV.II. PRECIPITATION	46
IV.II.1 GENERALITES	46
IV.II.2 ANALYSE STATISTIQUE DES PLUIES MAXIMALES JOURNALIERES	48
A) AJUSTEMENT DES PLUIES MAXIMALES JOURNALIERES A LA LOI DE GUMBEL (DOUBLEMENT EXPONENTIEL)	48
B) AJUSTEMENT DES PLUIES MAXIMALES JOURNALIERES A LA LOI LOG-NORMAL (GALTON)	51
IV.II.3. PLUIE DE COURTE DUREE A DIFFERENTES FREQUENCES	54
IV.III. APPORTS	57
IV.III.1 GENERALITES	57
IV.III.2 APPORT MOYEN ANNUEL	57
1. FORMULE DE SAMIE	57
2. FORMULE DE DERIE II	57
3. FORMULE DE MALLET-GAUTHIER	57
4. FORMULE DE MEDINGER	58
5. FORMULE DE COUTAGNE	58
6. FORMULE DE DERIE I	58
IV.III.3 CARACTERISTIQUES DE L'ECOULEMENT	59
A) LAME D'EAU ECOULEE MOYENNE	59
B) COEFFICIENT DE L'ECOULEMENT	59
C) MODULE SPECIFIQUE	59
D) MODULE D'ECOULEMENT	59
E) COEFFICIENT DE VARIATION	59
1. FORMULE DE PADOUN	59
2. FORMULE DE SOKOLOVSKY	60
3. FORMULE DE URGIPROVODKMOZ	60
4. FORMULE DE KRITSKLY-MENKEL	60
F) COEFFICIENT D'ASYMETRIE	64
IV.III.4 ETUDE FREQUENTIELLE DES APPORTS	64
IV.IV. ETUDE DES CRUES	65
IV.IV.1. GENERALITES	65
A. METHODE VOLUMIQUE (FORMULE DE SOKOLOVSKY)	65
B. FORMULE DE TURRAZA.....	66
C. FORMULE DE MALLET-GAUTHIER	67
D. FORMULE DE GIANDOTTI	67
2. CHOIX DU DEBIT DE CRUES	68
IV.V. HYDROGRAMME DE CRUE	68
IV.VI. ESTIMATION DE LA CRUE DE PROJET	70
IV.VII. TRANSPORT SOLIDE	70
IV.VII.1. FORMULE DE TIXERONT	70
IV.VII.2. FORMULE DE FOURNIER	71
IV.VII.4. METHODE LIEE A L'EROSION SPECIFIQUE	71
IV.VIII. ETUDE DE REGULARISATION	73
IV.VIII.1 GENERALES	73
IV.VIII.2 CALCUL DE L'APPORT MOYEN INTER-ANNUEL A_0	73
IV.VIII.3 CALCUL DU VOLUME UTILE SANS TENIR COMPTE DES PERTES	75
IV.VIII.4 CALCUL DU VOLUME UTILE EN TENANT COMPTE DES PERTES	77
IV.IX. LAMINAGE DE CRUE	84
IV.IX.1 HYDROGRAMME DE CRUE	84
IV.IX.2 PROGRAMME DE SIMULATION MATHEMATIQUE	84
IV.IX.3 LAMINAGE DE CRUE DE PROJET	85
IV.IX.4 SYNTHESE DES RESULTATS.....	86
 V. ETUDE DES VARIANTES ET DE LA VARIANTE RETENUE	
INTRODUCTION.....	88
V.I. ETUDES DES VAEIANTES	88
V.I.1 ETUDES DES VAEIANTES DE LA DIGUE.....	88
V.I.1.1 DESCRIPTION DES TROIS VARIANTES.....	89
a. VARIANTE 01.....	89

b. VARIANTE 02.....	90
c. VARIANTE 03.....	90
V.I.1.2 ETUDE D'OPTIMISATION.....	90
I-1-1 DIMENSIONNEMENT PREALABLE DE LA DIGUE.....	90
I-1-1 CALCUL DU COUT DE LA DIGUE.....	91
I-1-3 CALCUL DU VOLUME DE L'OUVRAGE.....	93
I-1-4 CALCUL DU COUT DE L'EVACUATEUR DE CRUE	93
I-1-5 CONCLUSION.....	95
V.I.1 CONCEPTION DE LA DIGUE.....	95
1-2-1 DETERMINATION DE LA REVANCHE.....	95
1-2-2 DETERMINATION DE LA HAUTEUR DU BARRAGE.....	95
1-3 LES FILTRES.....	99
1-3-1 DIMENSIONNEMENT DU PRISME.....	102
V.I.2 RESEAU D'ECOULEMENT.....	102
2-1 LES INFILTRATIONS.....	102
-A LIGNE DE SATURATION.....	102
2.1.1 CALCUL DU DEBIT DE FUITE.....	104
VI. ETUDE DES OUVRAGES ANNEXES.....	103
VI.1 DIMENSIONNEMENT ET CLCUL HYDRAULIQUE.....	103
VI.1 CANAL D'AMENEE.....	103
VI.2 CHENAL D'ECOULEMENT.....	103
VI.3 CONVERGENT.....	104
VI.4 COURSIER.....	104
VI.5 DISSIPATION D'ENERGIE.....	106
VI.6 CANAL DE FUITE.....	107
VI.7 HAUTEURS DES MURS BAJOYES.....	108
VI.8 VERIFICATION D'APPARITION DES PHENOMENES HYDRAULIQUES DANS LE COURSIER	
a. ENTRAINEMENT D'AIR NATUREL.....	109
b. VAGUES ROULANTES.....	110
VI.9 VIDANGE DE FOND.....	111
a. INTRODUCTION.....	111
b. CALCUL DU TEMPS DE VIDANGE.....	111
c. CALCUL DE LA SECTION DE LA VIDANGE DE FOND.....	111
VI.10 OUVRAGE DE PRISE D'EAU.....	113
a. CONDUITE DE VIDANGE ET DE PRISE D'EAU EN CHARGE.....	113
b. DIMENTIONNEMENT DE LA CONDUITE DE PRISE.....	113
c. VITESSE DE L'EAU DANS LA CONDUITE.....	114
VII STABILITE	
VII.1 CALCUL DE STABILITE.....	115
VII.1.1 GENERALITE SUR LA STABILITE DES BARRAGES(TALUS).....	115
VII.1.2 CONSEQUENCES DE L'INSTABILITE DES TALUS.....	116
VII.1.3 ORDRE DE CALCUL (METHODE DES TRANCHES).....	116
VII.2.1 CALCUL DES FORCES APPLIQUEES A CHAQUE TRANCHE.....	117
VII.2.2 CALCUL DU COEFFICIENT DE SECURITE POUR LES DIFFERENTS TYEPS DE FONCTIONNEMENTS KS	
a. KAs AVEC EFFET DU SEISME.....	120
b. Kss SANS EFFET DU SEISME.....	120
VIII. FERRAILLAGE	
NOTE DE CALCUL.....	121
MODEL DE FERRAILLAGE.....	121
IX. ORGANISATION DE CHANTIER.....	122
INTRODUCTION.....	122
IX.1 ORGANISATION TECHNIQUES DE PREPARATION D'UN CHANTIER.....	122
IX.2 TRAVAUX DE REALISATION.....	123
IX.2.1 TRAVAUX DE TERRASSEMENT.....	123
IX.2.2 TRAVAUX D'EXCAVATION.....	123
IX.2.3 TRAVAUX SUR LA REALISATION.....	124

DIGUE.....		124
IX.2.4	TRAVAUX	124
SECONDAIRES.....		125
IX.4 REALISATION DU BARRAGE EN TERRE.....		127
IX.4.1 LES MOYENS DU CHANTIER.....		127
IX.5 LA SUCCESSION DES OPERATIONS DE CANTIER.....		128
IX.6 MODE D'EXECUTION DES TRAVAUX.....		129
IX.6.1 TRAVAUX PREPARATOIRES.....		131
IX.6.2 EXECUTION DES OUVRAGES.....		131
IX.7 LE DEVIS ESTIMATIF.....		134
IX.8 LA PLANIFICATION DES TRAVAUX.....		136
IX.8.1 DETERMINATION DES DELAIS DES TRAVAUX.....		136
IX.9 DETERMINATION DU CHEMIN CRITIQUE.....		136
X. PROTECTION ET SECURITE DE TRAVAIL.....		136
INTRODUCTION.....		137
X.1 CONDITIONS DANGEREUSES DANS LE CHANTIER.....		137
X.2 ACTIONS DANGEREUSES.....		138
X.3 MESURES PREVENTIVES.....		
X.4 PLAN DE SECURITE ADAPTE AUX TRAVAUX DE REALISATION.....		
CONCLUSION.....		

--	--

BIBLIOGRAPHIE

Liste des figures

Chapitre I:

FIGURE I.1 : Situation de la retenue collinaire – Echelle 1/50.000

FIGURE I.2 : BASSIN VERSANT « OUED TAABANE »

FIGURE I.3 : LA CUVETTE DE LA RETENUE COLLINAIRE DE OUED TAABANE

FIGURE I.4 : EMPLACEMENT DE LA DIGUE ET LES OUVRAGES ANNEXES

FIGURE I.5 : TERRES AGRICOLES

Chapitre II:

Figure II.1 : Légende de la carte géologique

Figure II.2 : Carte géologique de la région

Figure II.3 : Schéma de l'aménagement

Chapitre III:

Chapitre IV:

Figure N°III.1-Bassin versant de la retenue collinaire Oumaria sur oued Taabane.

Figure N°III.2-Rectangle équivalent

Figure N°III.3-Courbe hypsométrique

Figure N°III.4 -Classification de Schum

Figure N°III.5-Courbes : Capacité-Hauteur et Surface-Hauteur

Figure N°III.6 : Précipitations Moyennes Mensuelles

Figure N°III.7 : Précipitations Caractéristiques

Figure N°III.8 : AJUSTEMENT A LA LOI DE GUEMBEL

Figure N°III.9 : AJUSTEMENT A LA LOI LOG NORMALE

FIGURE N°III.10 : COURBES DES INTENSITES POUR DIFFERENTES FREQUENTES

Figure N°III.11 : Précipitations Annuelles

Figure N°III.12 : Apports Annuels

FIGURE N°III.13.14 : HYDROGRAMMES DE CRUES

FIGURE N°III.15 : LAMINAGE DES CRUES

Chapitre V:

FIGURE N°1 : ETUDE D'OPTIMISATION

FIGURE N°3 : LA LIGNE DE SATURATION

Chapitre VI:

Chapitre VII:

Chapitre VIII:

Chapitre IX:

FIGURE N°VIII.01 : Réseau à nœuds

Chapitre X:

INTRODUCTION

L'eau est une source rare et précieuse, indispensable pour tout développement que ce soit sur le plan économique ou social, elle est la source de la vie, sa demande est en croissance permanente

Cette perspective rentre aussi dans le cadre du développement agricole qui a été basé dans les années précédentes sur l'irrégularité des pluies et qui aujourd'hui demande la mobilisation des volumes d'eau en rapport avec les besoins des superficies irriguées à une échelle locale.

L'étude de faisabilité de la retenue collinaire sur oued taabane aura à examiner la possibilité technique d'édifier une digue en fonction des conditions climatiques, topographiques, hydrologiques, géologiques et géotechniques existantes.

Outre le choix du type d'ouvrage et de son dimensionnement, des ouvrages annexes assureront un fonctionnement normal et une bonne sécurité de l'ouvrage.

La retenue collinaire a pour but l'irrigation des terres se trouvant en aval de la digue ainsi qu'à l'abreuvement du cheptel.

Introduction

La présente phase "**Etude Topographique**" de la retenue collinaire sur oued **Taâbane** est le premier chapitre d'une étude d'une retenue collinaire qui fera l'objet de mon mémoire de fin d'étude.

L'étude sera élaborée, dans le but de la mobilisation des eaux de surface et leur utilisation à des fins d'irrigation de terres et l'abreuvement de cheptels.

Les principaux travaux à réaliser dans le cadre de cette phase sont le choix d'un site potentiel, la reconnaissance détaillée du site et de la cuvette, le choix de l'axe de la digue et ses ouvrages annexes, définir la consistance et la nature du programme de reconnaissance, matérialiser les propositions sur carte, qui permettent de créer une base de donnée pour les prochaines phases.

Les travaux seront exécutés avec l'utilisation des cartes d'état-major Médéa (**Type 1956**) feuille n°**86** à l'échelle **1/50.000**

I.1 Choix et reconnaissance du site

La zone d'étude est située à Douar **Madalah** à environ **5km** à l'Ouest de chef lieu de la commune **Omaria** qui se situe sur une distance de **45km** à l'Est de **Médéa**, chef lieu de la wilaya. Cette dernière se biaise environ **75 Km** au sud de la capitale **Alger**.

Le but de cette étude est la recherche du site apte 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 piégée dans la retenue ;
- Bonne Géologie pour l'emplacement de la retenue ;
- Un resserrement de la gorge liant les deux rives, soit une vallée étroite, d'où le volume de la retenue sera minimum.
- 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 ;
- Un site convenable à l'emplacement des ouvrages annexes.

En tenant compte des points énumérés ci-dessus, et après la visite effectuées le long de oued **Thaâbane**, Nous avons opté pour un axe de la digue qui ce

Etude Topographique

situe sur une distance de **200m** de la route goudronnée avec la présence d'une piste qui mène jusqu'au site et en parallèle.

I.3 Zone de l'implantation de la retenue collinaire

L'endroit du site de la retenue collinaire se trouve au lieu dit **Kef Djeb**s de la fraction **B'Darna**, qui est située dans la zone limitrophe avec la wilaya de **Blida**.

Le tableau suivant donne les coordonnées exactes du site de la retenue collinaire en système des coordonnées **Lambert du Nord de l'Algérie** et **UTM**.

Tableau I.1 : coordonnées de la retenue collinaire Oued Taâbane

N°	Caractéristiques	Unités	Valeurs
I	Coordonnées Lambert		
	X	km	524,43
	Y	km	333,15
	Z	m, NGA	883.50
II	Coordonnées UTM : zone 31		
	X	km	497 ,36
	Y	km	4016,68
	Z	m, NGA	883.50

I.4 L'implantation de l'axe de la digue :

L'axe sur les figures **03** et **04** est arbitraire, il a été implanté juste pour vous montrer l'endroit de site de la digue. Le choix final de l'axe sera fait sur plan topographique suivant les conditions suivantes :

- L'assurance d'une importante quantité d'eau qui devra être piégée par la retenue ;
- Le Parfait emplacement de la retenue du point de vue Géologique;
- Le resserrement de la gorge entre les deux rives ou l'étroitesse de la vallée procurera un volume minimum pour la retenue.
- L'accessibilité du choix de l'emplacement du site proche des voies d'accès commode déjà existantes afin d'éviter la surcharge du coût et

Etude Topographique

du temps d'une création d'autres voies pour les engins et la main d'œuvre ;

- La convenance du site à l'emplacement des ouvrages annexes.

En plus de ça et lors de la visite sur site, le géologue a montré que le long de site choisi, l'assise de la digue restera toujours en enrochement avec une profondeur varie entre **0.5m** et **4m**.

La mobilisation des ressources en eau constitue l'un des défis majeurs à relever dans l'avenir en raison de leur raréfaction, de l'irrégularité de leur répartition dans le temps et dans l'espace et de l'augmentation constante des quantités nécessaires à la satisfaction des besoins essentiels et parfois vitaux des populations. Cet objectif est prioritaire puisqu'il constitue un préalable à tout autre projet de développement dans tous les secteurs, sociaux ou économiques et notamment à l'agriculture.

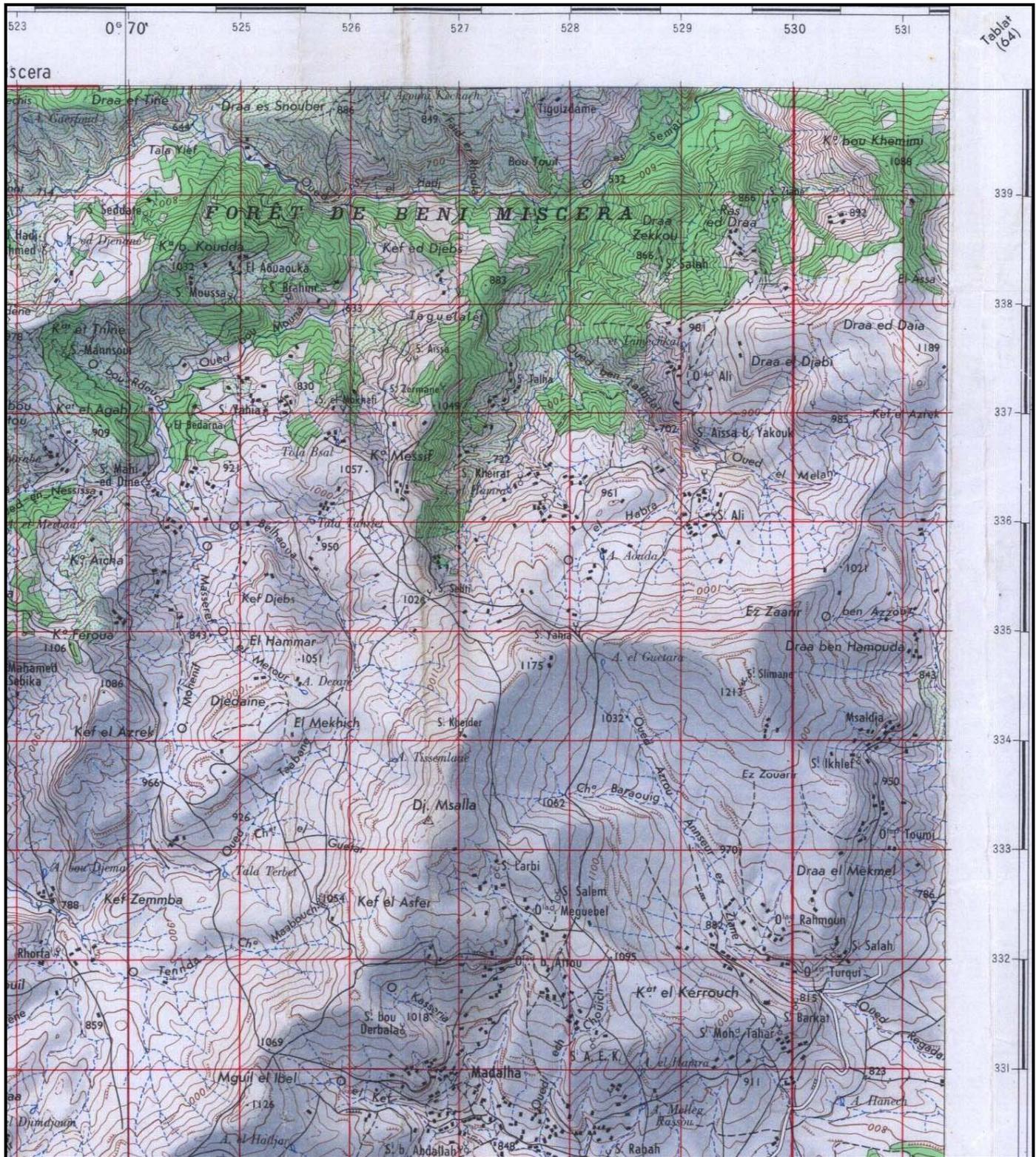
L'augmentation de la production agricole est liée directement à l'extension des surfaces irriguées qui est la priorité du programme national de développement du monde rural. Un tel objectif devient réalisable si on met à la disposition des agriculteurs une quantité nécessaire et suffisante d'eau.

La commune d'**El Omaria** recèle des potentialités non négligeables dont la mise en valeur s'impose naturellement, c'est dans ce cadre qu'a été initié le projet d'étude d'une retenue collinaire sur oued **Taâbane**

La figure n°**01** et le plan topographique n°**01** montre l'emplacement du site sur la carte d'état major **Médéa** feuille n°**86** à l'échelle **1/50.000**.

Les figures n°**02-03-04** et **05** exposent les photos du site, la cuvette et le bassin versant et enfin les terres agricoles.

Etude Topographique



**Figure I.1 : Extrait de la carte d'état major
Situation de la retenue collinaire – Echelle 1/50.000**



FIGURE I.2 : BASSIN VERSANT « OUED TAABANE »



FIGURE I.3 : LA CUVETTE DE LA RETENUE COLLINAIRE DE OUED TAABANE

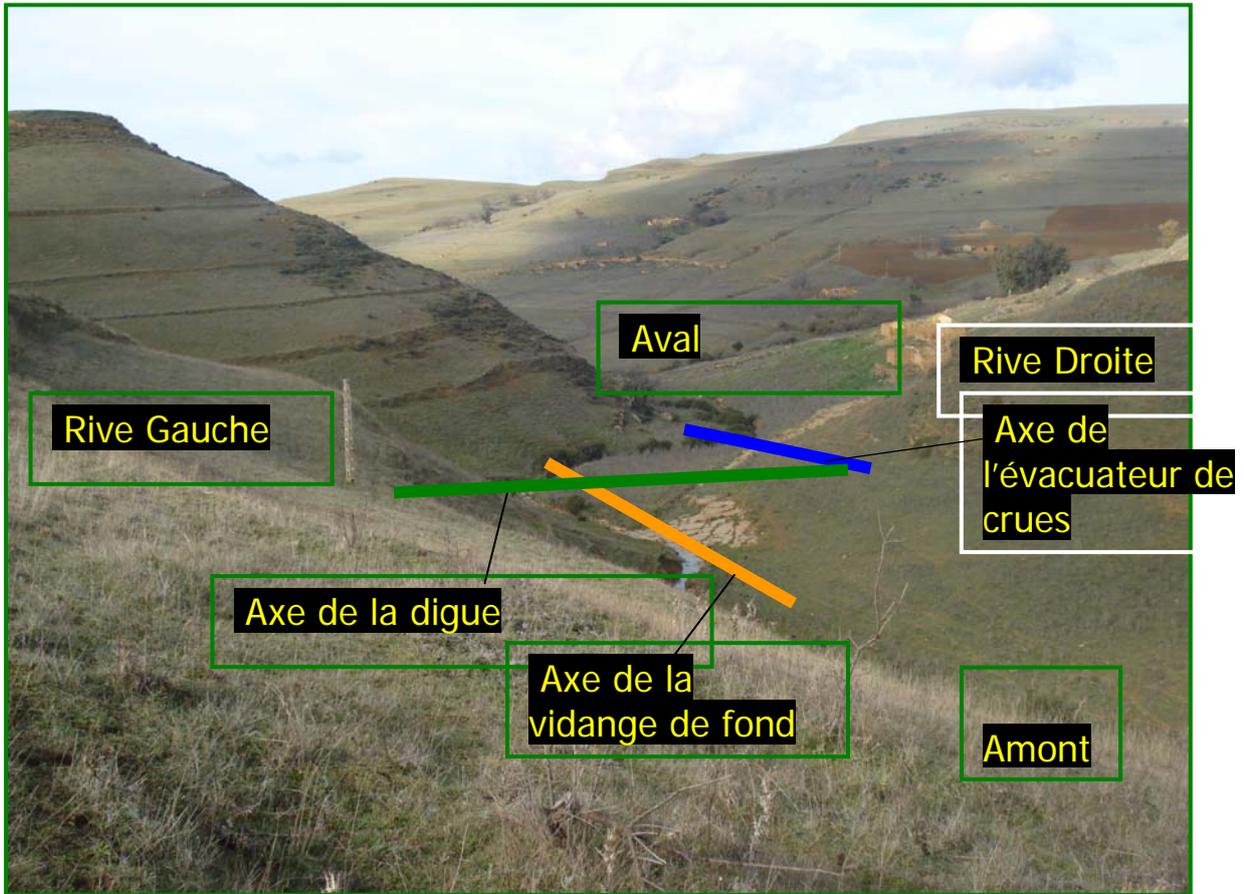


FIGURE I.4 : EMBLACEMENT DE LA DIGUE ET LES OUVRAGES ANNEXES



FIGURE I.5 : TERRES AGRICOLES

II. Géologie – Hydrogéologie

II.1. Aquifère

L'aquifère est localisé à environ 15 km à l'est de la ville de Médéa. Il est limité au nord par l'Atlas Blideen au sud par les monts de Berrouaguia. D'une direction générale SO-NE, il s'étend sur environ 280Km², depuis la localité de Mahdjoub au SO jusqu'à la localité d'El omaria au NE.

II.2. Contexte géologique et hydrogéologique

L'aquifère fait partie du bassin néogène d'El Omaria qui fait suite au bassin de Médéa.

Cette région est formée par des collines dénuées très fortement rodées que dominent les plateaux gréseaux du Ganntas et de Médéa.

La formation géologique concernée correspond à des conglomérats et grés du miocène supérieur sous forme de rubans (dont la largeur est environ 1 Km et la longueur de plusieurs) pris dans une masse marneuse et argileuse de même age géologique.

L'aquifère donne lieu à plusieurs émergences dont au moins une atteints un débit d'étiage supérieur à 5l/S

La région étudiée présente les caractéristiques hydrogéologiques suivantes :

- Absence de ressources en eaux profondes ;
- Faible développement des roches perméables
- Nombre appréciable de petits exutoires sous forme de sources à faibles débits.

II.3. 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 2003 après modificatifs et compléments aux règles parasismiques algériennes 'Document Technique Réglementaire DTR B C 248').

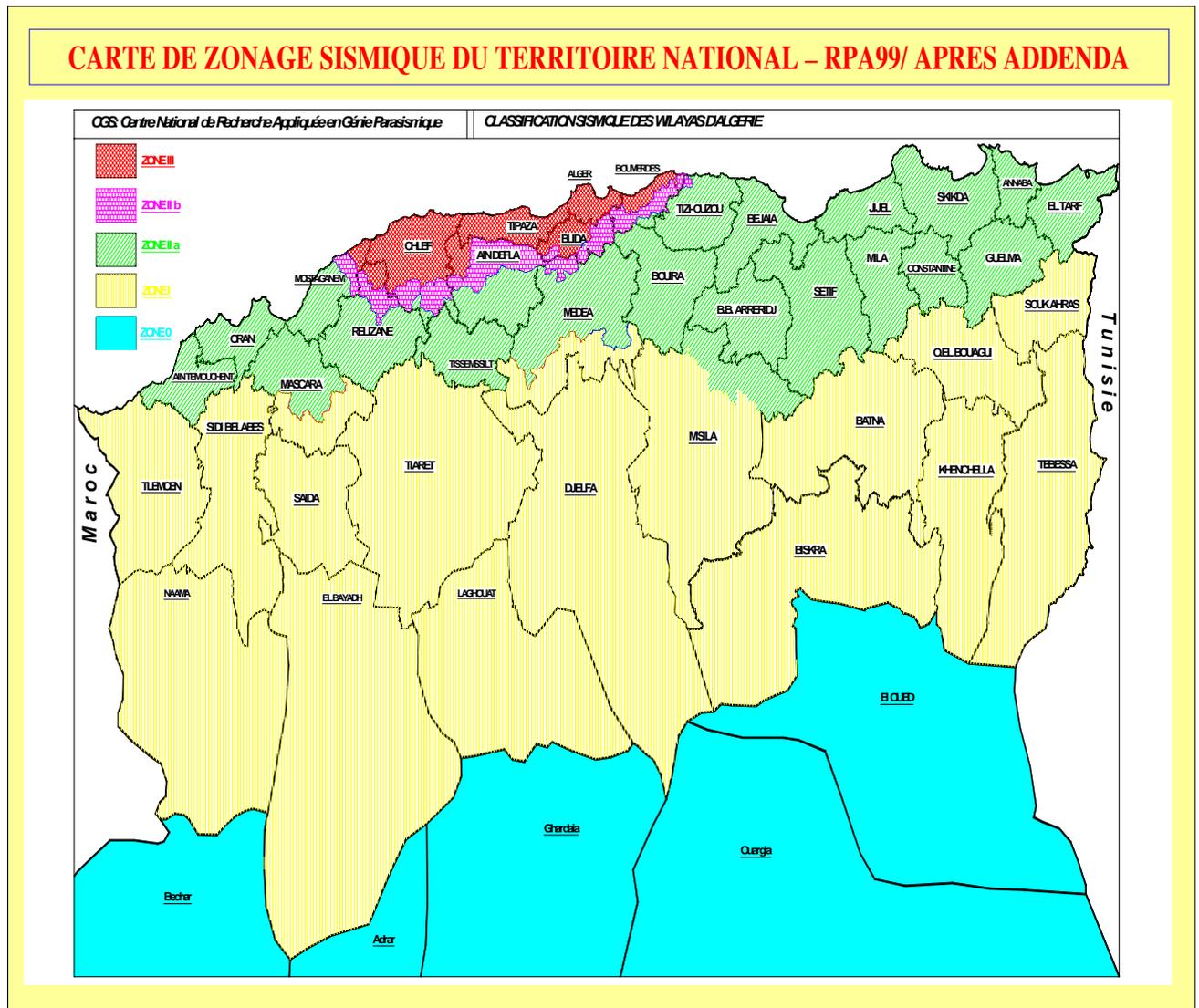


FIG II.3-Carte de micro zonage sismique du territoire national-RPA99 /APRES ADDENDA

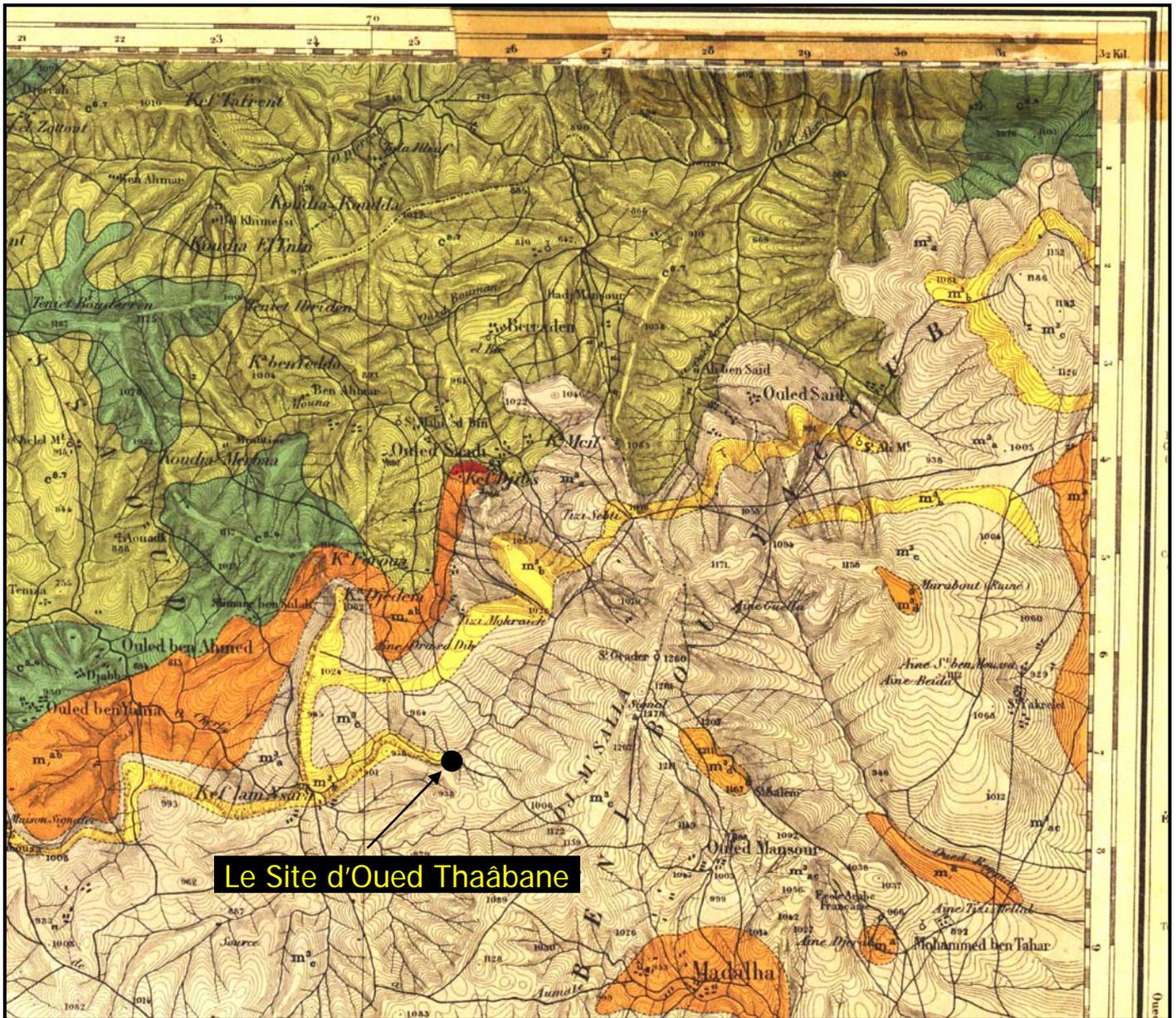


Figure II.2 : Extrait de la carte géologique de la région



Figure II.1 : Légende de la carte géologique

II.4 Zone d'emprunt proche du site

La disponibilité sur le site, des terres pour le remblai de la digue dans la cuvette et l'enrochement pour la protection de talus (rip-rap) dans le fond de l'oued, ce qui va minimiser le coût de réalisation de cette retenue collinaire. En outre, elle accroît la capacité de stockage. (Cela est possible après la vérification de caractéristiques de sols "étude géotechnique")

CONCLUSION

Selon les conditions géologiques et hydrogéologiques du site et de la cuvette de retenue collinaire Oued **Taâbane** on peut conclure :

- 1- Le fond de la vallée présente des affleurements et un substratum en roche qu'il sera nécessaire d'ancrer la digue jusqu'à cette couche afin d'éviter toute perte d'eau par infiltration lors de la mise à eau de la retenue.
- 2- Le site de la retenue collinaire présente des versants stables.
- 3- Matériaux de construction :

Les matériaux nécessaires à la construction des ouvrages sont les suivants :

- Alluvions pour les recharges, les filtres, les drains et les agrégats à béton.

Les alluvions ont été reconnues, en amont de l'axe du barrage le long de Oued Taâbane, il s'agit de gravier avec sable et cailloux avec un pourcentage réduit de fines, sur la base des essais décrets, ces dépôts constituent un excellent matériau pour les recharges et, après traitement, pour les filtres et drains.

- Matériaux argileux pour le remblai de la digue

Ces matériaux étanches proviennent d'une zone d'emprise située dans la cuvette de la future retenue collinaire. La surface reconnue couvre environ 15000 m², ce qui correspond à un volume exploitable de l'ordre de 45000 m³, en considérant une épaisseur exploitable moyenne de 3 m, cette quantité est surabondante par rapport aux besoins.

- Enrochement pour les protections amont et aval de la digue et pour la protection aval des ouvrages hydrauliques.

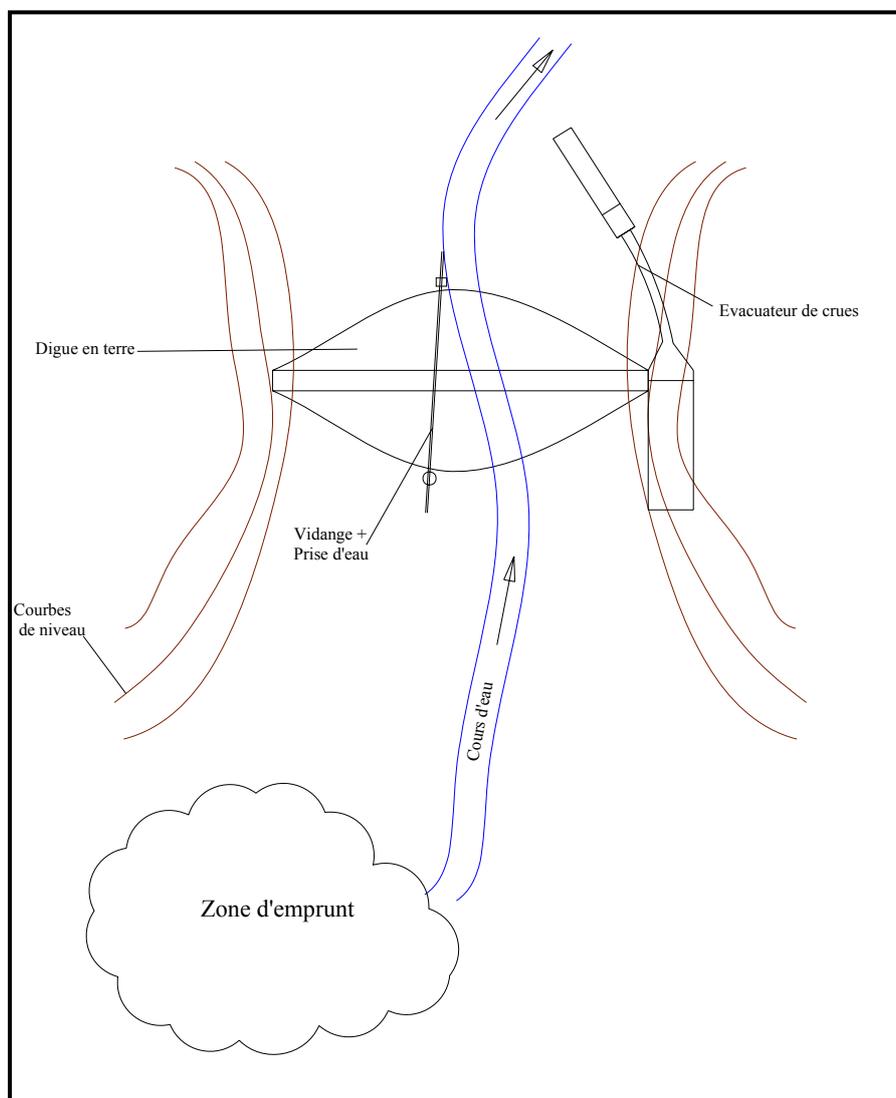
Zone située en rive droite de Oued Taâbane, à environ 1-2 Km en amont de l'axe de la retenue collinaire.

II.5 Schéma de l'aménagement

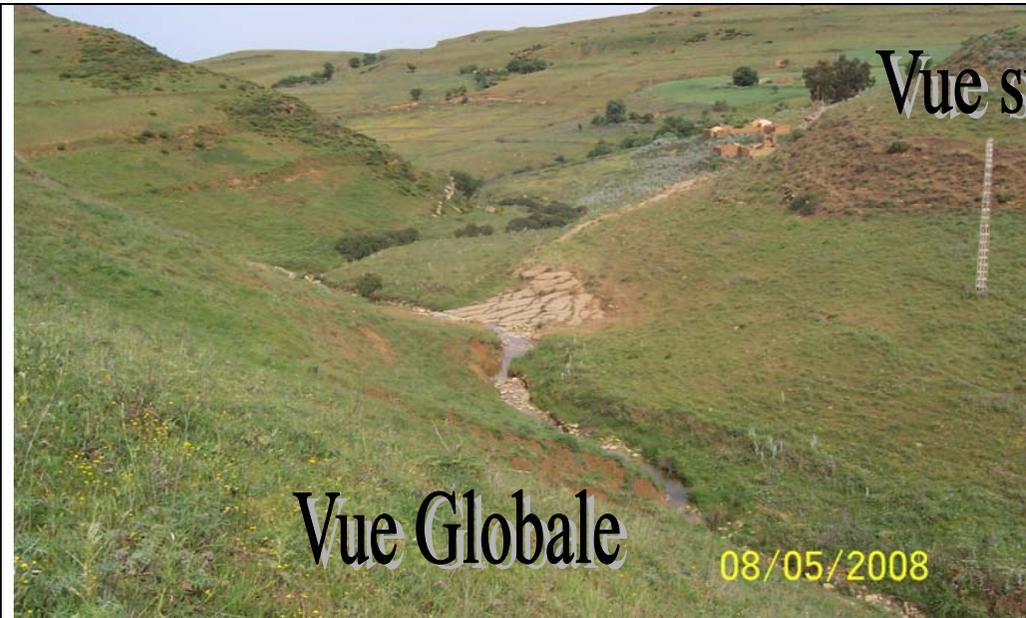
Ce dessin a été établi durant la visite sur terrain dont le but est de schématiser les grands axes de l'aménagement et faciliter les tâches de l'étude. L'évacuateur de crue est proposé dans la rive droite qui proche de l'oued par rapport au rive gauche.

La vidange du fond prend la partie centrale de l'oued à proximité du fond de l'oued. Cet ouvrage pour servir aussi comme une prise d'eau.

Figure II.3 : Schéma de l'aménagement







Vue sur terrain





Rive Droite



Zone D'emprunt



Axe du Oued



Nature de la couche de fondation

09/05/2008



09/05/2008

Zone d'emprunt

ETUDE GEOTECHNIQUE :

I-INTRODUCTION :

Dans le cadre de la réalisation d'une retenue collinaire sur OUED TAABANE dans la commune D'EL OMARIA - MEDEA le laboratoire d'étude de sol et Analyse de matériaux « SARL AHLEM » a été chargé de l'étude géotechnique du terrain proposé.

L'étude a été entamée en fonction du levé topographique, fourni par la **Sarl SOTHYR**.

II-BUT DE L'ETUDE :

Notre étude géotechnique consiste à :

- Etablir une reconnaissance de la nature des sols et de leurs caractéristiques géologiques et géotechniques.
- Définir , d'une part , le degré d'attaque et d'autre part les mesures à prendre pour éviter l'agressivité du sol et de l'eau qu'il contient par rapport au béton .

Et enfin constater et recenser les risques naturels éventuels.

III-PROGRAMME DE L'ETUDE :

L'étude géotechnique de ce site s'est basée sur :

1°- Quatre (04) sondages ont été réalisés pour nous permettre d'identifier la nature de la couche de fondation ainsi que la détermination de la succession lithologique du site.

2°- des essais de laboratoire, comprenant les essais d'identification, des essais mécaniques ainsi que des essais chimiques.

Ces essais nous permettent de mieux décrire et connaître la nature, les caractéristiques géotechniques des couches traversées et en particulier ceux de la couche de fondation.

IV-RESULTATS DE L'ETUDE :

1- SONDAGE :

1° DIGUE

Sondage S1 Rive Droite :

0.00 m ——— 0.30 m : Terre végétale.
0.30 m ——— 2.80 m : Argiles marneuses renfermant des inclusions
graveleuses et rocheuses.
2.80 m ——— 8.00 m : Roches calcaires.

Sondage S2 Rive Gauche :

0.00 m ——— 0.20 m : Terre végétale.
0.20 m ——— 0.80 m : Argiles marneuses altérées.
0.80 m ——— 1.20 m : Argiles marneuses brunâtres à grisâtres.
1.20 m ——— 8.00 m : Roches calcaires.

Sondage S3 Axe de l'Oued:

0.00 m ——— 1.50 m : Alluvions.
1.50 m ——— 8.00 m : Roches calcaires.

2° ZONE D'emprunt :

Sondage S4 zone d'emprunt 1 :

0.00 m ——— 0.30 m : Terre végétale.
0.30 m ——— 4.50 m : Argiles marneuses brunâtres à grisâtres.

Remarque :

- **Présence d'eau à la surface dans l'Axe de l'Oued.**
- **Présence de trace de glissement dans la rive gauche entre les argiles marneuses et la roche calcaire.**

Etude Géologique et Géotechnique

2- ANALYSE DE LABORATOIRE :

Ces analyses sont réalisées dans le but de permettre une étude plus précise du sol et une meilleure identification des horizons géotechniques.

Les échantillons prélevés ont subi des essais physiques et mécaniques au laboratoire.

Les mesures des paramètres physiques permettent une identification globale du sol en place.

Les valeurs de densité caractérisant le poids du sol par unité de volume donnent une idée sur la consistance du sol ou la compacité du matériau constituant le sol.

La teneur en eau naturelle exprime le pourcentage des vides inter-granulaires occupés par l'eau de saturation.

- Détermination de la teneur en eau naturelle et de la densité humide et sèche:

Sondage	Ech	Profondeur (m)	Teneur en eau (W%)	Densité humide (δ_h) (g/cm ³)	Densité sèche (δ_d) (g/cm ³)
S1	E1	1.50	13.41	1.72	1.51
	E2	3.00	6.84	--	--
	E3	4.50	6.25	--	--
	E4	6.00	5.56	--	--
S2	E1	1.50	7.79	--	--
	E2	3.00	6.95	--	--
	E3	4.50	5.87	--	--
	E4	6.00	5.86	--	--
S4	E1	1.50	13.81	1.75	1.53
	E2	3.00	14.92	1.78	1.54
	E3	4.50	13.50	1.82	1.60

Les résultats obtenus indiquent un sol de moyenne humidité et de moyenne à forte compacité.

- Détermination des limites d'Atterberg:

Les essais d'Atterberg peuvent quantifier la plasticité du sol par la mesure des limites de liquidité et les indices de plasticité.

Sondage	Ech	Profondeur	Limite de liquidité (WL)	Limite de plasticité (WP)	Indice de plasticité (IP)
S1	E1	1.50 m	48%	25%	23
S4	E2	3.00 m	48%	24%	24

Il s'agit d'un sol moyennement plastique.

- Oedomètre:

Etude Géologique et Géotechnique

L'essai Oedomètre est destiné à l'étude de la consolidation et la compressibilité des sols argileux en fonction de la contrainte verticale, il permet de prévoir l'importance et la durée du tassement des terrains.

Pour la compressibilité, la formule utilisée est la suivante :

$$C_c = - \frac{\Delta e}{\log(p)}$$

Cc- étant le coefficient de la compressibilité

Les essais de compressibilité à la cellule oedométrique caractérisent le comportement du sol vis-à-vis de la déformation verticale sous l'action des charges axiales.

La courbe oedométrique est représentée par deux branches :

- Branche de chargement qui caractérise la réduction des indices de vide.
- Branche de déchargement qui visualise la reprise des vides lors de la décharge des poids.

Une construction géotechnique permet de déterminer les paramètres oedomitriques

Pc : Pression de consolidation

Cc : Coefficient compressibilité

Cg : coefficient gonflement

Sondage	Ech	Prof (m)	Pression de consolidation (Pc) (bars)	Coefficient de compressibilité (Cc)	Coefficient de gonflement (cg)
S1	E1	1.50	0.934	0.165	0.028
S4	E2	3.00	0.949	0.158	0.028

Il s'agit d'un sol moyennement compressible et peu gonflant.

• Cisaillement :

Les essais de cisaillement rectiligne caractérisent le sol vis-à-vis du comportement d'un glissement de sol suivant un plan de rupture.

L'angle de frottement ϕ donne une idée sur le frottement interne du sol d'un compartiment mobile à une vitesse constante par rapport à un compartiment fixe.

La cohésion C est la résultante des forces de liaison inter-granulaire.

Sondage	Ech	Prof	Cohésion (c)	Angle de frottement	Termes de portance		
					N	Nq	Nc
S1	E1	1.50 m	0.95 bars	16°	2.72	4.33	11.6
S4	E2	3.00 m	1.00 bars	18°	3.69	5.25	13.1

Il s'agit d'un sol de bonne cohésion.

Etude Géologique et Géotechnique

- Essai Proctor normale :

Sondage	Ech	Profondeur (m)	Densité optimale (g/cm ³)	Teneur en eau optimale (%)
S4	E1	1.50	1.85	13.55
	E2	3.00	1.79	12.40

Le compactage est l'ensemble des opérations mécaniques qui conduisent à accroître la densité en place d'un sol, cette action augmente la compacité du sol, donc restée la texture des matériaux, réduit la porosité de déformation du terrain et améliore sa capacité portante.

L'expérience montre que ce poids volumique sec n'est qu'une caractéristique du sol que dans une certaine mesure, car il varie également avec l'énergie de compactage et la teneur en eau.

Si l'on fait varier la teneur en eau de l'échantillon et que l'on représente graphiquement la variante de δd en fonction de W , on obtient une courbe en cloche qui représente un point haut que l'on appelle « OPTIMUM PROCTOR ».

Ce Phénomène peut être expliqué comme suit :

Lorsque la teneur en eau est élevée, l'eau absorbe une importante partie de l'énergie de compactage sans aucun profit, de plus elle prend la place de grains solides, par contre, lorsque la teneur en eau est faible, l'eau a un rôle lubrifiant non négligeable et la densité sèche augmente la teneur en eau.

Sur le versant gauche de la courbe, appelé versant sec, le volume des vides est occupé par l'eau et de l'air, sur le versant droit appelé versant mouillé l'eau occupe pratiquement tous les vides ce qui facilite les déformations par cisaillement (fig.I-2).

Influence de la nature du sol :

L'allure des courbes de compactage varie avec la nature du sol très aplaties pour un sable, elles présentent un maximum très marqué pour une Argile Plastique (fig.I-3).

Lorsque la courbe est aplatie, le compactage est peu influencé par la teneur en eau, les matériaux de ce genre constituent les meilleurs remblais.

Etude Géologique et Géotechnique

- Essai de perméabilité :

Sondage	Ech	Prof (m)	Coefficient de perméabilité K(cm/s)
S1	E1	1.50	$1.7 \cdot 10^{-9}$
S4	E1	1.50	$1.8 \cdot 10^{-9}$

Il s'agit d'un sol imperméable.

3- ANALYSE CHIMIQUE :

Sondage	Ech.	Prof. (m)	pH	Sulfates (SO ₄ ⁻⁻)(%)	Carbonates(%)
S1	E1	1.50	8.03	00	38
	E2	3.00	8.05	00	40
	E3	4.50	8.10	00	43
	E4	6.00	8.12	00	42
S3	E1	1.50	8.10	00	15
	E2	3.00	8.11	00	39
	E3	4.50	8.14	00	43
	E4	6.00	8.15	00	46
S4	E1	1.50	7.98	00	40
	E2	3.00	8.02	00	42
	E3	4.50	8.05	00	48

a- Interprétations :

- Le pH est proche de la neutralité.
- Le pourcentage en sulfates indique que l'agressivité est modérée.
- Le taux de carbonates est faible dans les alluvions, moyen dans les argiles Marneuses et la roche.

b- Agressivité vis-à-vis au béton :

Les résultats obtenus montrent que l'agressivité du sol est modérée par rapport au béton.

CONCLUSION DE L'ETUDE GEOTECHNIQUE :

A- Nature de la couche de fondation :

Nos investigations géotechniques nous permettent d'attribuer au terrain prévu pour le projet en question, une couche de fondation de nature **rocheuse calcaire imperméable**.

Le sol est de moyenne humidité, de forte compacité, de bonne cohésion non compressible et non gonflant (**la roche**).

STABILITE DU SITE :

Nos investigations géotechniques n'ont décelé aucun signe défavorable concernant la stabilité majeure du terrain.

Présence d'eau a été repéré à la surface dans l'Axe du Oued.

RECOMMANDATION :

Afin d'éviter les dommages des travaux nous recommandons les mesures préventives suivantes :

- Le décapage de la couche alluvionnaire dans l'Axe de l'Oued et de la couche argilo marneuse des rives droite et gauche.
- L'encrage de la digue doit se faire dans la roche afin d'évité la perte des eaux.
- Le décapage de la terre végétale (0.30 m) de la zone d'emprunt.
- Et enfin faire appel à notre laboratoire pour tout problème rencontré.



ESSAI A L'OEDOMETRE

Projet : RETENUE COLLINAIRE « OUED TAABANE »
Chantier/Site : EL OMARIA - MEDEA
Echantillon : S1-E1-1.50m

ESSAI A L'OEDOMETRE

Date : 15/05/2008
 Titre / description : RETENUE COLLINAIRE OUED TAABANE
 Localisation / chantier : EL OMARIA - MEDEA
 N° du point : S1
 Profondeur : 1.50 m
 Nature du sol (échantillon) :

RESULTATS

$P_c = 00.934$
 $C_c = 00.165$
 $C_g = 00.028$

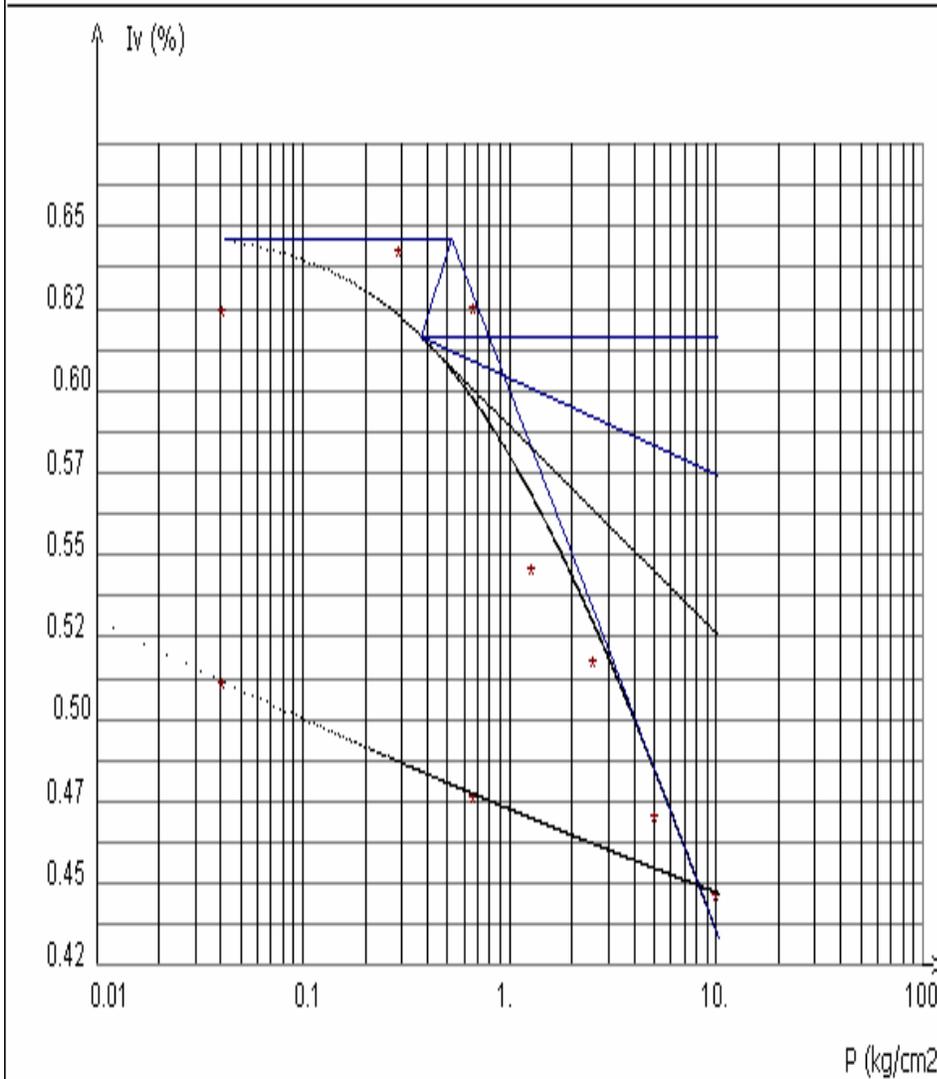


Tableau des valeurs

P kg/cm ²	L (a)	L (b)	I. vides
0.042	0.574		0.622
0.296	0.589		0.64
0.678	0.575		0.623
1.315	0.51		0.543
2.59	0.488		0.515
5.138	0.45		0.468
10.234	0.43		0.444
0.678	0.455		0.474
0.042	0.482		0.508



ESSAI A L'OEDOMETRE

Projet : RETENUE COLLINAIRE « OUED TAABANE »

Chantier/Site : EL OMARIA - MEDEA

Echantillon : S4-E2-3.00m

ESSAI A L'OEDOMETRE

Date : 15/05/2008

Titre / description : RETENUE COLLINAIRE OUED TAABANE

Localisation / chantier : EL OMARIA - MEDEA

N° du point : S4

Profondeur : 3.00 m

Nature du sol (échantillon) :

RESULTATS

$P_c = 00.949$

$C_c = 00.158$

$C_g = 00.028$

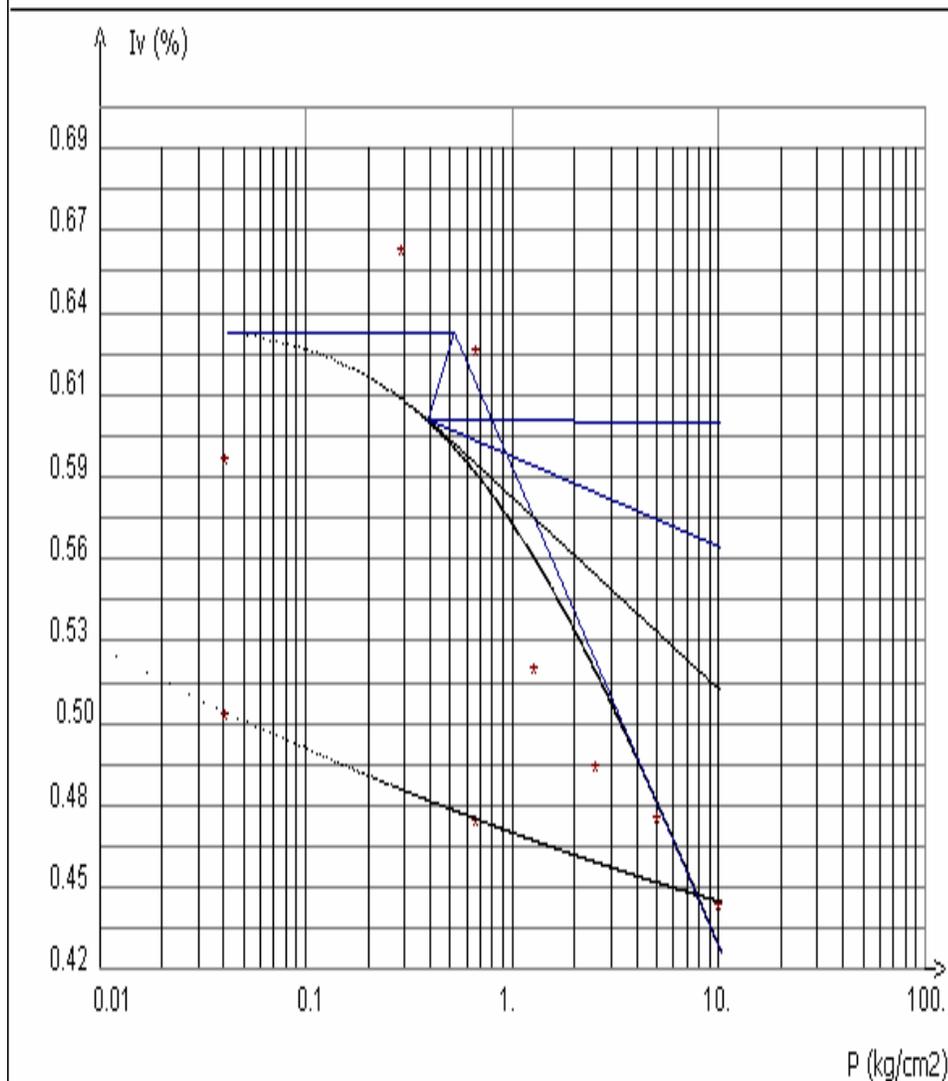


Tableau des valeurs

P kg/cm ²	L (a)	L (b)	l. vides
0.042	0.518		0.592
0.296	0.573		0.66
0.678	0.546		0.627
1.315	0.462		0.523
2.59	0.436		0.491
5.138	0.423		0.474
10.234	0.4		0.446
0.678	0.422		0.473
0.042	0.45		0.508



CISAILLEMENT TRI AXIAL

Projet : RETENUE COLLINAIRE « OUED TAABANE »
Chantier/Site : EL OMARIA - MEDEA
Echantillon : S1-E1-1.50m

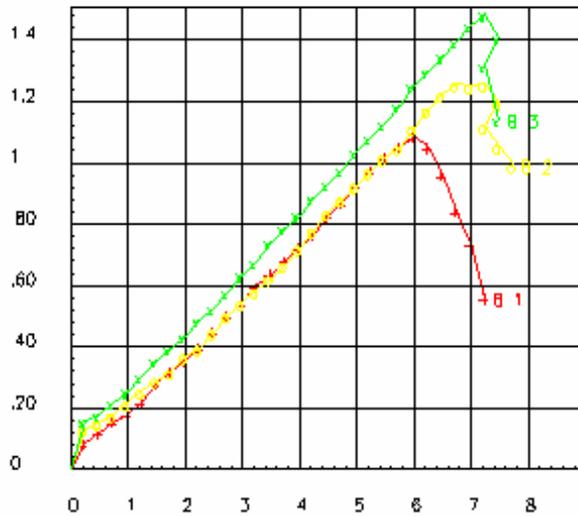
BOITE CERCLE : 6 Cm

ANNEAU : 0.335

VITESSE : 1mm/mn

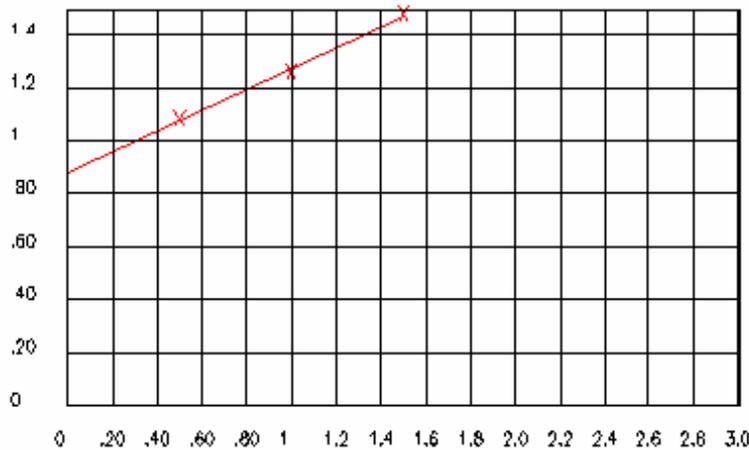
Avec correction de la section de cisaillement.

Resistance cisaillement(bar/mm)



Tassement-gonflement(dep/mm)

Courbe intrinseque(bar/bar)



$$\phi = 16^\circ$$

$$C = 0.95 \text{ bars.}$$

$$N\delta = 2.72$$

$$Nq = 4.33$$

$$Nc = 11.6$$



CISAILLEMENT TRI AXIAL

Projet : RETENUE COLLINAIRE « OUED TAABANE »

Chantier/Site : EL OMARIA - MEDEA

Echantillon : S4-E2-3.00m

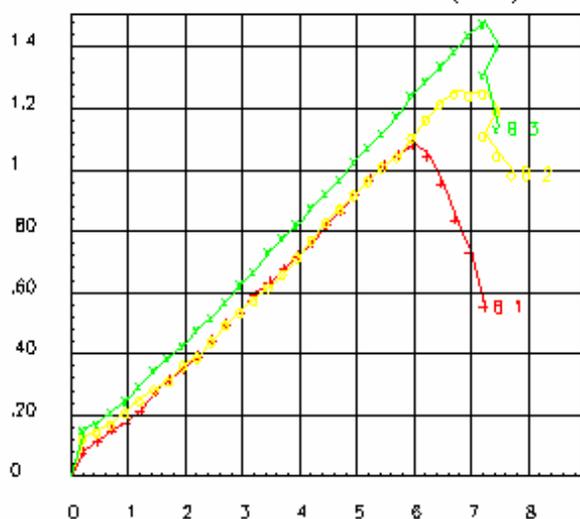
BOITE CERCLE : 6 Cm

ANNEAU : 0.335

VITESSE : 1mm/mn

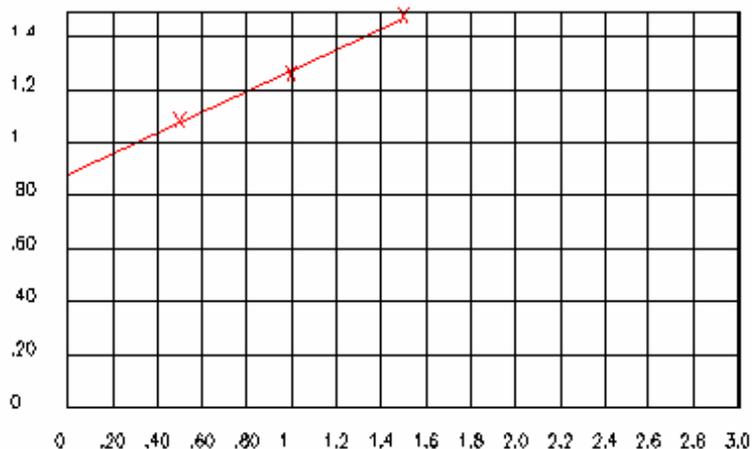
Avec correction de la section de cisaillement.

Resistance cisaillement(bar/mm)



Tassement - gonflement (dep/mm)

Courbe intrinseque(bar/bar)



$$\phi = 18^\circ$$

$$C = 1.00 \text{ bars.}$$

$$N\delta = 3.69$$

$$Nq = 5.25$$

$$Nc = 13.1$$



LIMITE D'ATTERBERG

Projet : RETENUE COLLINAIRE « OUED TAABANE »
Chantier/Site : EL OMARIA - MEDEA
Echantillon : S1-E1-1.50m

LIMITES D'ATTERBERG

No du dossier:

Titre/description du projet:RETENUE COLLINAIRE OUED TAABANE

Chantier:EL OMARIA - MEDEA

N°:Sondage/échantillon:S1-E1

Nature de l'échantillon:Argiles marneuses

Profondeur en m:1.50 m

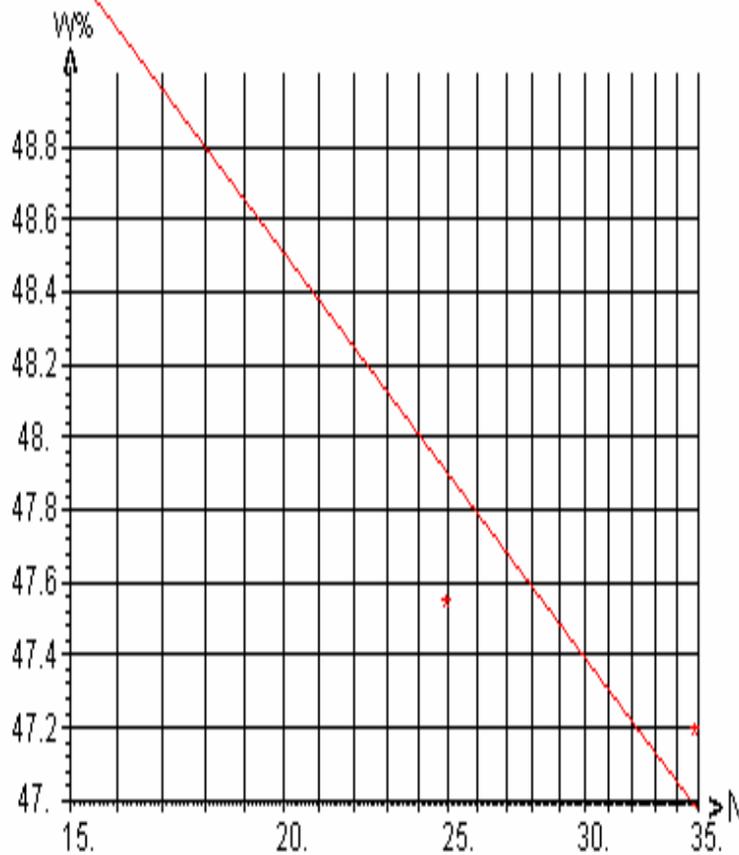
Date des travaux:14/05/2008

RESULTAT

WL=47.897

WP=24.520

IP=23.377



Limite de liquidité

	Essai 1	Essai 2	Essai 3	Essai 4
N	15	25	35	
Wl	49.44	47.54	47.19	

Limite de plasticité

	Essai 1	Essai 2	Essai 3	Essai 4
Wp	24.52			

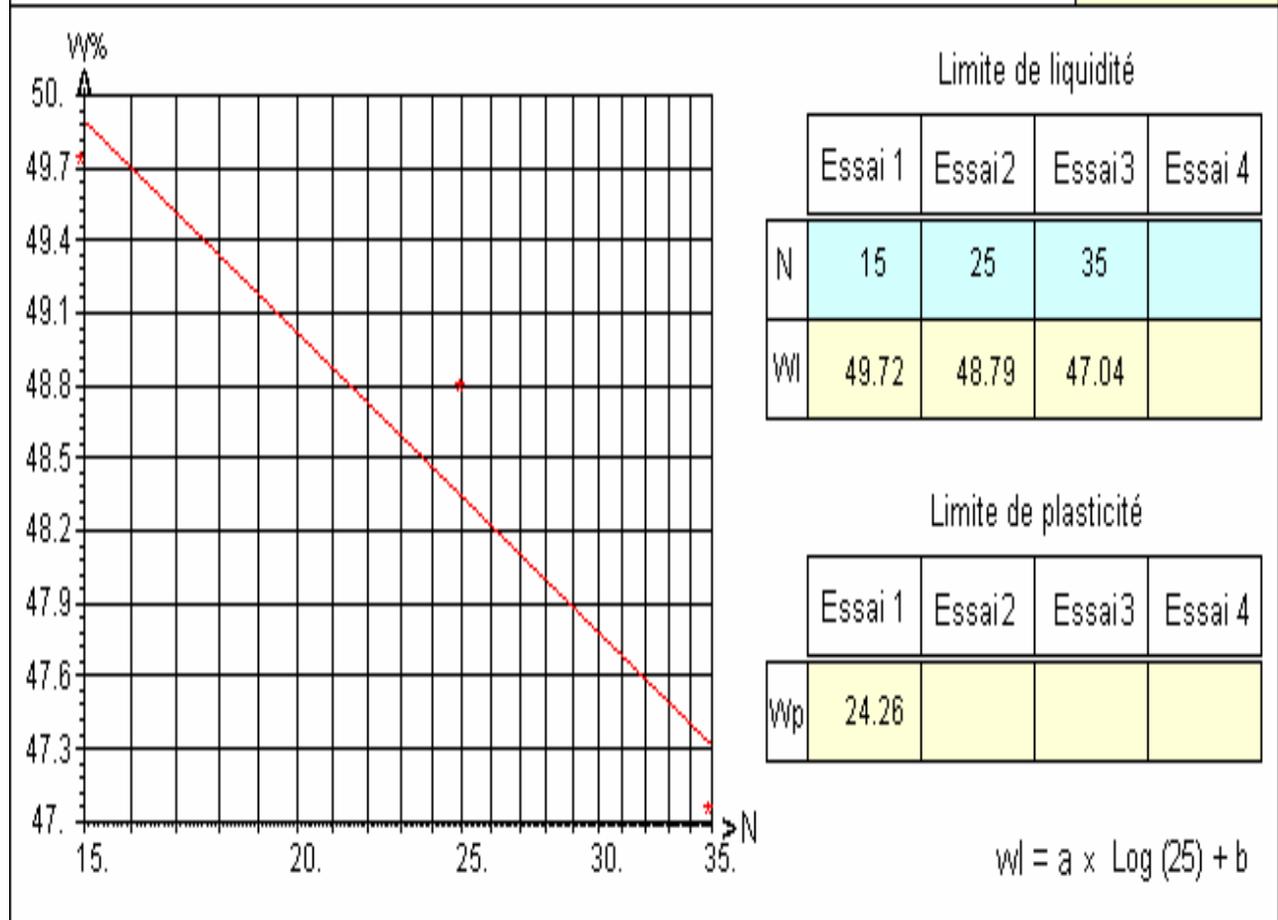
$$wl = a \times \text{Log}(25) + b$$



LIMITE D'ATTERBERG

Projet : RETENUE COLLINAIRE « OUED TAABANE »
Chantier/Site : EL OMARIA - MEDEA
Echantillon : S4-E2-3.00m

LIMITES D'ATTERBERG	RESULTAT
No du dossier:	WL=48.339
Titre/description du projet:RETENUE COLLINAIRE OUED TAABANE	WP=24.260
Chantier:EL OMARIA - MEDEA	IP=24.079
N°:Sondage/échantillon:S4 -E2	
Nature de l'échantillon:Argiles marneuses	
Profondeur en m:3.00 m	
Date des travaux:14/05/2008	



CHAPITRE III
ETUDE HYDROLOGIQUE

SOMMAIRE

TITRE	PAGE
INTRODUCTION	03
I. CARACTERISTIQUES DU BASSIN VERSANT	03
I.1 GENERALITES	03
I.2 BASSIN VERSANT DU BARRAGE	03
A) PARAMETRES GEOMETRIQUES	03
B. PARAMETRES MORPHOLOGIQUES ET HYDROLOGIQUES	04
I.3.1.1 INDICE DE COMPACTITE DE GRAVELIUS	04
I.3.1.2 RECTANGLE EQUIVALENT	04
I.3.1.3 LES ALTITUDES CARACTERISTIQUES	04
A. LES ALTITUDES MAXIMALE ET MINIMALE	05
B. L'ALTITUDE MOYENNE	05
C. L'ALTITUDE MEDIANE	08
I.3.1.4 L'HYPOMETRIE	08
A. LA COURBE HYSOMETRIQUE	08
B. LES INDICES DE PENTE	08
1. LA PENTE MOYENNE DU BASSIN VERSANT	09
2. INDICE DE PENTE GLOBALE (IG)	09
3. INDICE DE PENTE DE ROCHE (IP)	10
4. INDICE DE PENTE MOYENNE (IM)	10
C. DENIVELE SPECIFIQUE (D_s)	10
I.3.1.5 HYDROGRAPHIE	11
A. DENSITE DE DRAINAGE (D_D)	13
B. LE RAPPORT DE CONFLUENCE (R_C)	14
C. LE RAPPORT DE LONGUEUR (R_L)	14
I.3.1.6 MORPHOMETRIE	14
COEFFICIENT DE TORRENTIALITE (C_T)	14
I.3.1.7 TEMPS DE CONCENTRATION (T_C)	15
a. FORMULE DE GIANDOTTI	15
b. FORMULE DE TURRAZA	15
c. FORMULE DE S.C.S (SOIL CONSERVATION SERVICE)	15
d. FORMULE DE KIRIPCH	16
e. FORMULE DE TEMEZ	16
f. FORMULE DE PASSINI	16
I.3.1.8 VITESSE DE CONCENTRATION (V_C)	17
I.4 ANALYSE DES DONNEES	19
II. PRECIPITATION	19
II.1 GENERALITES	19
II.2 ANALYSE STATISTIQUE DES PLUIES MAXIMALES JOURNALIERES	21
A) AJUSTEMENT DES PLUIES MAXIMALES JOURNALIERES A LA LOI DE GUMBEL (DOUBLEMENT EXPONENTIEL)	21
B) AJUSTEMENT DES PLUIES MAXIMALES JOURNALIERES A LA LOI LOG-NORMAL (GALTON)	24
II.3. PLUIE DE COURTE DUREE A DIFFERENTES FREQUENCES	27
III. APPORTS	30
III.1 GENERALITES	30
III.2 APPORT MOYEN ANNUEL	30
1. FORMULE DE SAMIE	30
2. FORMULE DE DERIE II	30
3. FORMULE DE MALLET-GAUTHIER	30
4. FORMULE DE MEDINGER	31
5. FORMULE DE COUTAGNE	31
6. FORMULE DE DERIE I	31
III.3 CARACTERISTIQUES DE L'ECOULEMENT	32
A) LAME D'EAU ECOULEE MOYENNE	32
B) COEFFICIENT DE L'ECOULEMENT	32
C) MODULE SPECIFIQUE	32
D) MODULE D'ECOULEMENT	32
E) COEFFICIENT DE VARIATION	32
1. FORMULE DE PADOUN	32
2. FORMULE DE SOKOLOVSKY	32
3. FORMULE DE URGIPROVODKMOZ	33

4. FORMULE DE KRITSKLY–MENKEL	33
F) COEFFICIENT D'ASYMETRIE	37
III.4 ETUDE FREQUENTIELLE DES APPORTS	37
IV. ETUDE DES CRUES	38
IV.1. GENERALITES	38
A. METHODE VOLUMIQUE (FORMULE DE SOKOLOVSKY)	38
B. FORMULE DE TURRAZA.....	38
C. FORMULE DE MALLET–GAUTHIER	39
D. FORMULE DE GIANDOTTI	39
2. CHOIX DU DEBIT DE CRUES	40
V. HYDROGRAMME DE CRUE	41
VI. ESTIMATION DE LA CRUE DE PROJET	42
VII. TRANSPORT SOLIDE	43
VII.1. FORMULE DE TIXERONT	43
VII.2. FORMULE DE FOURNIER	43
VII.3. METHODE DE GRAVILOVITCH	44
VII.4. METHODE LIEE A L'EROSION SPECIFIQUE	45
VIII. ETUDE DE REGULARISATION	46
VIII.1 GENERALES	46
VIII.2 CALCUL DE L'APPORT MOYEN INTER–ANNUEL A_0	46
VIII.3 CALCUL DU VOLUME UTILE SANS TENIR COMPTE DES PERTES	47
VIII.4 CALCUL DU VOLUME UTILE EN TENANT COMPTE DES PERTES	49
IX. LAMINAGE DE CRUE	53
IX.1 HYDROGRAMME DE CRUE	53
IX.2 PROGRAMME DE SIMULATION MATHEMATIQUE	53
IX.3 LAMINAGE DE CRUE DE PROJET	54
IX.4 SYNTHESE DES RESULTATS.....	54

INTRODUCTION

Le dimensionnement, la sécurité et la bonne exploitation des ouvrages hydrauliques sont liés à une évaluation correcte de l'importance de la crue.

Dans ce cadre, nous procédons dans notre travail par une étude hydrologique du bassin versant de l'étude, pour déterminer certains paramètres de base pour la réalisation d'une retenue collinaire, comme le volume mort, le volume utile, le débit régularisé, le débit de crues, le débit solide, le laminage des crues....etc.

On analyse l'aménagement des ressources de l'un des affluents d'oued LARDJEM par l'établissement d'une retenue collinaire, selon les orientations émises par l'A.N.B.T (Agence Nationale des Barrages et Transferts).

La relative estimation du volume annuel disponible est obtenue à travers l'élaboration des débits journaliers, de pluies mensuelles et pluies maximales journalières enregistrés à station pluviométrique qui se trouve dans le bassin versant de la retenue.

I. CARACTERISTIQUES DU BASSIN VERSANT

I.1 Généralités

On a examiné le sous bassin situé dans le grand bassin versant du «**COTIERS ALGEROIS**», qui présentait au moins des stations de mesure hydrométrique ou pluviométrique.

- Station pluviométrique de **Sidi Housni (012503)** ;

Dans les paragraphes suivants on met en reliefs les caractéristiques principales du bassin versant concerné par cette étude.

I.2 Bassin versant de la retenue

a) Paramètres géométriques

- **Bassin principal : COUTIERS ALGEROIS**
- **Oued : OUED TAABANE**
- **Surface : $S = 3,40 \text{ km}^2$**
- **Altitude maximale : $H_{\text{Max}} = 1268,00 \text{ m NGA}$**
- **Altitude minimale : $H_{\text{Min}} = 900,00 \text{ m NGA}$**
- **Longueur de Thalweg principal : $L_t = 2,04 \text{ km}$**
- **Périmètre : $P = 7,60 \text{ km}$**

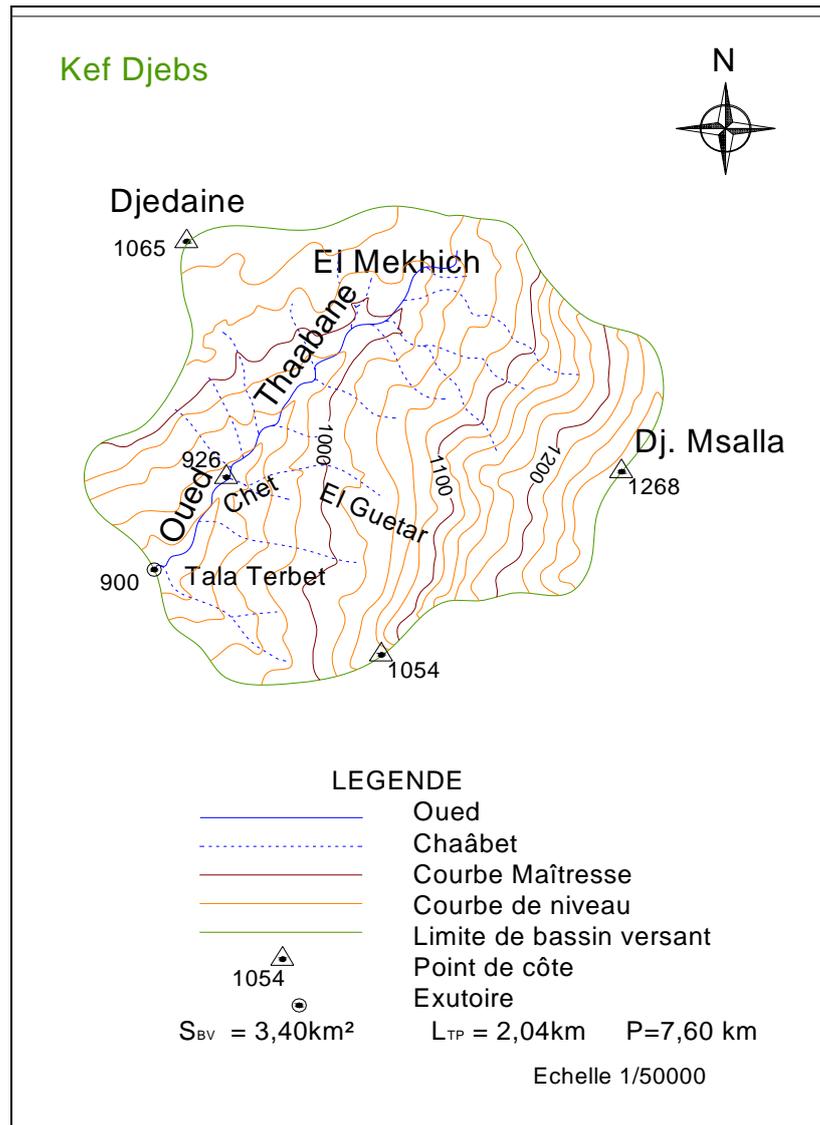


Figure N°III.1-Bassin versant de la retenue collinaire Oumaria sur oued Taabane.

B. Paramètres morphologiques et hydrologiques

Sur la base des cartes d'état major MEDEA (**Feuille N°86**) à l'échelle **1/50000** ont été calculés les différents paramètres morphologiques et hydrologiques des bassins versants.

Pour déterminer ces paramètres, on fait recours aux outils informatiques disponibles, dans ce cas on a utilisé le logiciel **AUTO CAD** pour digitaliser et reproduire à nouveau les cartes d'état major, on s'intéresse en particulier aux :

- Courbes de niveaux normales et maîtresses.
- Cours d'eaux permanentes et temporaires.
- Points cotes.
- Routes, chemins et pistes.

I.3.1.1 Indice de compacité de GRAVELIUS

Cet indice de la comparaison du périmètre d'un bassin versant à celui d'un cercle équivalent ayant la même surface.

Il est égal au rapport du périmètre du bassin versant considéré à celui d'un cercle qui aurait la même surface.

$$K_c = \frac{P}{P'}$$

Avec :

P : Périmètre du bassin versant (**Km**).

P' : Périmètre du cercle équivalent (**Km**).

$$K_c = 0,28 \frac{P}{\sqrt{S}}$$

S : Surface du bassin versant (**Km²**).

$K_c = 0,28 \frac{7,60}{\sqrt{3,40}} = 1,15$
--

I.3.1.2 Rectangle équivalent

C'est une notion introduite il y a quelques années pour pouvoir comparer les bassins versants entre eux du point de vue d'influence de la forme sur l'écoulement. On suppose que l'écoulement sur un bassin donné est le même que sur un rectangle de même superficie, ayant le même indice de GRAVELIUS, la même répartition hypsométrique et la même distribution des sols, de la végétation, de même densité de drainage, etc ...

C'est une transformation purement géométrique, le bassin versant devient un rectangle du même périmètre, les courbes de niveau sont des droites parallèles aux petits cotés du rectangle et l'exutoire est l'un de ces petits cotés du rectangle.

La longueur "L"

$$L = \frac{K_c \cdot \sqrt{S}}{1,12} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K_c} \right)^2} \right]$$

La largeur "l"

$$l = \frac{K_c \cdot \sqrt{S}}{1,12} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K_c} \right)^2} \right]$$

Avec:

L : Longueur du rectangle équivalent (**Km**).

l : Largeur du rectangle équivalent (**Km**).

S : Surface du bassin versant (**Km²**).

K_c : Indice de compacité de GRAVILLUS.

$$L = \frac{1,15\sqrt{3,40}}{1,12} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{1,15} \right)^2} \right] = 1,85 \text{ km}$$

$$l = \frac{7,60}{2} - 1,85 = 1,79 \text{ km}$$

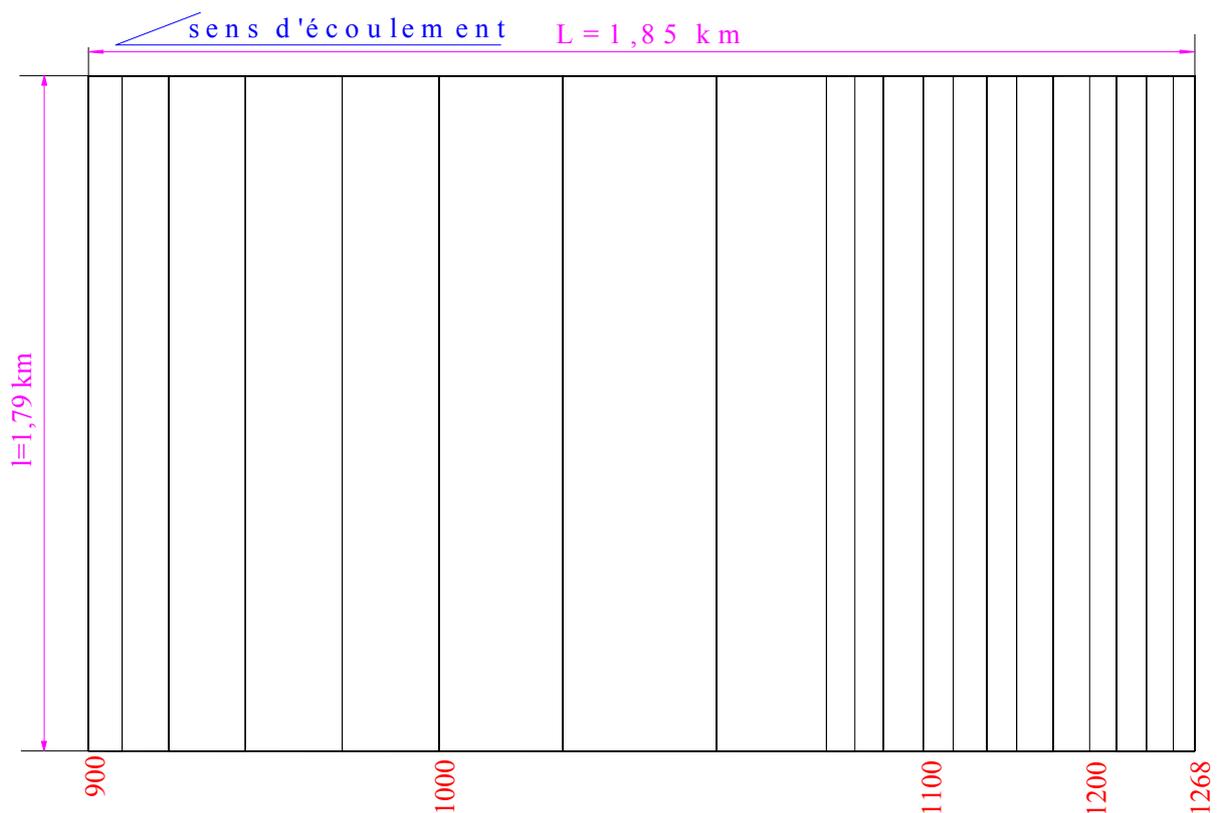


Figure N°III.2-Rectangle équivalent

I.3.1.3 Les altitudes caractéristiques

a. Les altitudes maximale et minimale

Elles sont obtenues directement à partir de cartes d'Etat Major. L'altitude maximale représente le point le plus élevé du bassin tandis que l'altitude minimale considérée comme le point le plus bas, généralement à l'exutoire.

Ces deux données deviennent surtout importantes lors du développement de certaines relations.

TABLEAU N°III.1 : REPARATION DE LA SURFACE EN FONCTION DE L'ALTITUDE

Altitude (m)	Hi (m)	S_i [Km²]	S_i .Hi	S_i [%]	S_i cum [%]
1268-1260	1264	0,06	48,41	1,84	1,84
1260-1240	1250	0,08	134,39	2,45	4,29
1240-1220	1230	0,09	221,35	2,76	7,06
1220-1200	1210	0,08	281,98	2,45	9,51
1200-1180	1190	0,11	285,91	3,37	12,88
1180-1160	1170	0,11	373,09	3,37	16,26
1160-1140	1150	0,09	476,17	2,76	19,02
1140-1120	1130	0,1	343,98	3,07	22,09
1120-1100	1110	0,09	184,15	2,76	24,85
1100-1080	1090	0,12	132,54	3,68	28,53
1080-1060	1070	0,17	94,35	5,21	33,74
1060-1040	1050	0,33	108,59	10,12	43,87
1040-1020	1030	0,46	102,12	14,11	57,98
1020-1000	1010	0,37	124,96	11,35	69,33
1000-980	990	0,29	128,28	8,90	78,22
980-960	970	0,29	102,00	8,90	87,12
960-940	950	0,23	108,61	7,06	94,17
940-920	930	0,14	100,63	4,29	98,47
920-900	910	0,05	79,25	1,53	100,00

b. L'altitude moyenne

L'altitude moyenne se déduit directement à partir de la relation définie comme suit :

$$H_{MOY} = \frac{\sum_{i=1}^n H_i S_i}{S} \quad \text{Avec } H_i = \frac{H_{n-1} + H_n}{2}$$

Avec :

H_{MOY} : Altitude moyenne du bassin versant (**m**).

H_i : Altitude moyenne entre deux courbes de niveau consécutives **n-1** et **n** en (**m**).

S_i : Surface partielle comprise entre deux courbes de niveau consécutives **n-1** et **n** en (**Km²**).

S : Surface totale du bassin versant (**Km²**).

Donc :

$$H_{\text{moy}} = \frac{3430,76}{3,40} = 1052,38 \text{ m.NGA}$$

c. l'Altitude médiane

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

$$H_{\text{méd}} = 1040,35 \text{ m NGA}$$

I.3.1.4 l'Hypsométrie

Le but de l'étude hypsométrique est la détermination de la classe du relief, la hauteur moyenne, le pourcentage des aires partielles entre les différentes courbes de niveau.

a. La courbe hypsométrique

Cette courbe est obtenue en portant sur deux axes de coordonnées :

- En abscisses, les surfaces cumulées en pourcent (**%**).
- En ordonnées, les altitudes (**m**).

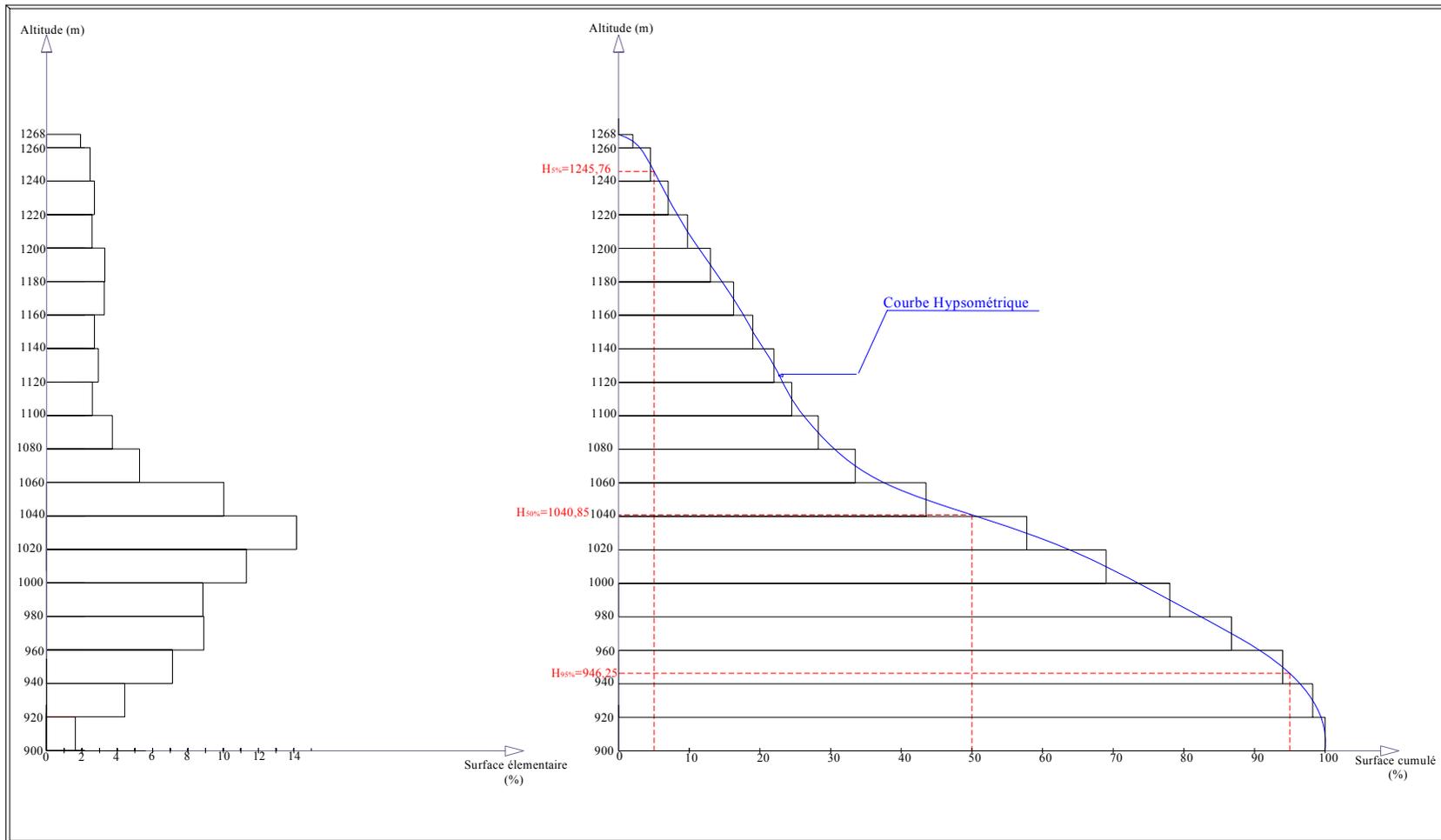


Figure N°III.3-Courbe hypsométrique

b. Les indices de pente

Le but de ces indices est de caractériser les pentes d'un bassin et de permettre des comparaisons et des classifications.

Les indices de pente sont déterminés à partir de la répartition hypsométrique du bassin versant.

1. La pente moyenne du bassin versant :

La pente moyenne est une caractéristique importante qui renseigne sur la topographie du bassin. Elle est considérée comme une variable indépendante. Elle donne une bonne indication sur le temps de parcours du ruissellement direct (donc sur le temps de concentration T_c) et influence directement le débit de pointe lors d'une averse.

Plusieurs méthodes ont été développées pour estimer la pente moyenne d'un bassin. Toutes se basent sur une lecture d'une carte topographique réelle ou approximative. La méthode proposée par **Carlier et Leclerc (1964)** consiste à calculer la moyenne pondérée des pentes de toutes les surfaces élémentaires comprises entre deux altitudes données. Une valeur approchée de la pente moyenne est alors donnée par la relation suivante :

$$i_m = \frac{D \cdot L}{S} \dots\dots\dots (III.8)$$

Où :

i_m : pente moyenne [%],

L : longueur totale de courbes de niveau [**km**],

D : équidistance entre deux courbes de niveau [**m**],

S : surface du bassin versant [**km²**].

Cette méthode de calcul donne de bons résultats dans le cas d'un relief modéré et pour des courbes de niveau simples et uniformément espacées. Dans les autres cas, il convient de styliser les courbes de niveau pour que leur longueur totale ait un sens réel vis-à-vis de la pente.

Le calcul de la pente moyenne tout comme celui de leur exposition (orientation des pentes) peut-être assez facilement automatisée en se basant sur des données numériques représentant la topographie des bassins versants (Modèle Numérique d'Altitude).

Tableau N°III.2: Les longueurs des courbes de niveaux.

Altitude (m)	L _i [km]
900	1,09
920	1,89
940	2,55
960	3,01
980	3,57
1000	3,74
1020	3,47
1040	2,17
1060	1,99
1080	1,93
1100	1,76
1120	1,68
1140	1,60
1160	1,56
1180	1,40
1200	1,31
1220	1,31
1240	1,10
1260	1,09

$$i_m = \frac{D \cdot \sum L_i}{S} \cdot 100\%$$

Donc :

$$i_m = \frac{20 \cdot 10^{-3} \cdot 33,28}{3,40} \cdot 100\% = 20,42\%$$

2. Indice de pente globale (I_g)

Sur la courbe hypsométrique, on prend les points tels que la surface supérieure ou inférieure soit égale à 5% de la surface totale, on aura les altitudes H_{5%} et H_{95%} entre lesquelles s'inscrivent l'indice de pente globale.

Il est déterminé à partir de la formule suivante :

$$I_g = \frac{D}{L}$$

Avec :

D: Dénivelé entre **H_{5%}** et **H_{95%}**,

$$D = H_{5\%} - H_{95\%} \text{ (m).}$$

L: Longueur du rectangle équivalent (**Km**).

$$H_{5\%} = 1245,76 \text{ m ;}$$

$$H_{95\%} = 946,25 \text{ m.}$$

A.N:

$$i_g = \frac{1245,76 - 946,25}{1,85 \cdot 10^3} \cdot 100\% = 16,19\%$$

3. Indice de pente de Roche (I_p)

C'est un indice un peu artificiel qui rend bien compte de l'influence du facteur pente sur le régime hydrologique du bassin. Il se détermine sur le rectangle équivalent.

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

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_{i=1}^n \sqrt{S_i (H_i - H_{i-1})}$$

Avec :

L : Longueur du rectangle équivalent (**m**).

S_i : Surface partielle (**%**) comprise entre **2** courbes de niveau consécutives **H_i** et **H_{i-1}** (**m**).

Tableau N°III.3

Cote	S _i [%]			
1268-1260	1,84	8	14,72	3,84
1260-1240	2,45	20	49	7,00
1240-1220	2,76	20	55,2	7,43
1220-1200	2,45	20	49	7,00
1200-1180	3,37	20	67,4	8,21
1180-1160	3,37	20	67,4	8,21
1160-1140	2,76	20	55,2	7,43
1140-1120	3,07	20	61,4	7,84
1120-1100	2,76	20	55,2	7,43
1100-1080	3,68	20	73,6	8,58
1080-1060	5,21	20	104,2	10,21
1060-1040	10,12	20	202,4	14,23
1040-1020	14,11	20	282,2	16,80
1020-1000	11,35	20	227	15,07
1000-980	8,9	20	178	13,34
980-960	8,9	20	178	13,34
960-940	7,06	20	141,2	11,88
940-920	4,29	20	85,8	9,26
920-900	1,53	20	30,6	5,53

$$I_p = \frac{1}{1,85} * 18,26 = 13,43$$

4. Indice de pente moyenne (Im)

Cet indice est calculé selon la formule suivante :

$$I_M = \frac{H_{MAX} - H_{MIN}}{\sqrt{S}}$$

Avec :

H_{MAX} : Altitude maximale observée sur le bassin versant (**m**).

H_{MIN} : Altitude minimale observée sur le bassin versant (**m**).

S : Surface du bassin versant (**Km²**).

$$I_M = \frac{(1268 - 900)10^{-3}}{\sqrt{3.40}} = 20\%$$

c. Dénivelé spécifique (D_s)

Elle est définie comme étant le produit de pente globale "**I_g**" et la racine carrée de la surface du bassin versant.

$$D_s = I_g \cdot \sqrt{S}$$

Avec :

I_g : Indice de pente globale (**m/Km**).

S : Surface du bassin versant (**Km²**).

$$D_s = 161,9 \cdot \sqrt{3,40} = 292,32$$

L'ORSTROM (Office de Recherche Scientifique de Territoire d'Outre Mer)

a élaboré selon sa deuxième classification un tableau qui donne la nature du relief suivant les valeurs de la dénivelée spécifique **D_s**.

TABLEAU N°III.4: NATURE DU RELIEF EN FONCTION DE LA DENIVELEE SPECIFIQUE

Classe	Nature du relief	code	Dénivelé spécifique	
			Symbole	Valeur
R ₁	Relief très faible	05	D _s	10m
R ₂	Relief faible	010	D _s	25m
R ₃	Relief assez faible	025	D _s	50m
R ₄	Relief modéré	50	D _s	100m
R ₅	Relief assez fort	100	D _s	250m
R ₆	Relief fort	250	D _s	500m
R ₇	Relief très fort	500	D _s	750m

RELIEF ASSEZ FORT, ENTRE **R₅** ET **R₆**

I.3.1.5 Hydrographie

Les paramètres qui caractérisent la forme du réseau hydrographique sont :

- La densité de drainage.
- Le rapport de confluence.
- Le rapport de longueur.

Pour leur détermination, il faut procéder à une classification des cours d'eau par ordre, et il faut pour chaque ordre déterminer le nombre de talwegs et la longueur totale de ceux-ci.

Il faut en premier lieu tracer le plan du chevelu hydrographique complet du bassin versant. Pour ceci on retrace par le biais de l'**AUTO CAD**, à partir d'une carte d'état major à échelle convenable, tous les talwegs (temporaires et permanents) situés à l'intérieur du bassin versant.

On présentera, le bassin versant avec son réseau hydrographique, afin de pouvoir calculer tous les paramètres hydrographiques, dans le rapport le chevelu hydrographique est schématique sans échelle mais il est représenté dans un plan avec une échelle adéquate.

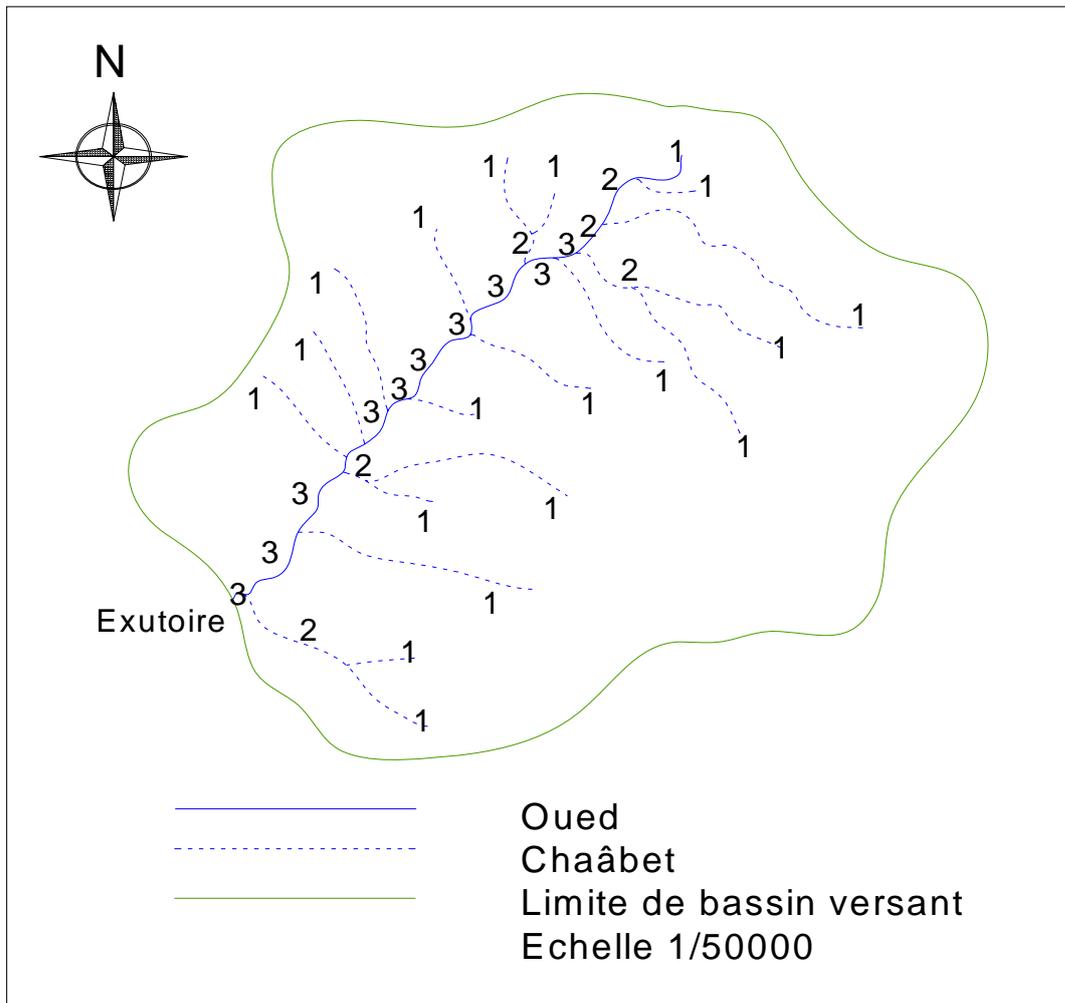


Figure N°III.4 -Classification de Schum

Après avoir tracé les chevelus hydrographiques, on procède ensuite à une classification des talwegs. Il existe plusieurs méthodes de classification, la méthode la plus utilisée actuellement est celle de SCHUM qui définit un ordre de tronçons des talwegs à partir d'une règle simple et sans ambiguïté est ordre $X+1$; tout tronçon de rivière formé par réunion de deux cours d'eau d'ordre X .

TABLEAU N°III.5: CLASSIFICATION DE SCHUM

ORDRE X	NOMBRE N _x	LONGUEUR L _x (Km)	LONGUER MOYENNE \bar{L}_x (Km)
1	19	7,336	0,386
2	5	1,035	0,207
3	1	2,565	2,565
TOTAL	25	9,936	0,397

a. Densité de drainage (D_d)

Elle est définie comme étant le rapport entre la longueur totale des cours d'eau de tout ordre **L_x** sur la surface du bassin versant **S**.

C'est-à-dire la longueur totale du réseau hydrographique ramenée à l'unité de surface.

Les longueurs des talwegs sont mesurées à l'aide de **I'AUTO CAD** pour chaque ordre séparément puis la somme est faite, la densité de drainage est donnée par la relation suivante :

$$D_d = \frac{\sum_{x=1}^n L_x}{S}$$

Avec :

D_d : Densité de drainage (**Km/Km²**).

L_x : Longueur totale cumulée des rivières d'ordre x (Déterminée à l'aide de **I'AUTO CAD** sur la carte du chevelu hydrographique).

S : Superficie du bassin versant (Km²).

Dd=3,05 (km/km²)

b. Le rapport de confluence (R_c)

Les cours d'eau classés sur la carte du chevelu hydrographique sont comptés séparément pour chaque ordre.

Le rapport de confluence R_c est le quotient du nombre de talwegs d'ordre **x** par celui des talwegs d'ordre supérieur **x+1**.

$$R_C = \frac{N_x}{N_{x+1}}$$

Avec :

R_C : Rapport de confluence.

N_x : Nombre de rivières d'ordre **x**.

N_{x+1} : Nombre de rivières d'ordre **x+1**.

c. Le rapport de longueur (R_L)

Le rapport de longueur **R_L** est quotient de la longueur moyenne des cours d'eau d'ordre (**x+1**) par celle des cours d'eau d'ordre (**x**).

$$R_L = \frac{\bar{L}_{(x)}}{\bar{L}_{(x+1)}}$$

Avec :

R_L : Rapport de longueur.

$\bar{L}_{(x+1)}$: Longueur moyenne des cours d'eau d'ordre (x+1).

$\bar{L}_{(x)}$: Longueur moyenne des cours d'eau d'ordre (x) ; $\bar{L}_{(x)} = \frac{\sum L_{(x)}}{N_{(x)}}$

Il est à signaler que le calcul de **R_C** et **R_L** n'a de sens que si l'ordre supérieur des talwegs est au moins **5**.

I.3.1.6 Morphométrie

.Coefficient de torrentialité (C_t)

Le coefficient de torrentialité est un bon indice de l'érodabilité du bassin versant, c'est le produit de la densité de drainage par la fréquence de talweg élémentaire.

$$C_t = D_d \cdot \frac{N_t}{S}$$

Avec :

C_t : Coefficient de torrentialité.

D_d : Densité de drainage (**Km/Km²**).

N₁ : Nombre de talweg d'ordre **1**.

S : Surface du bassin versant (**Km²**).

I.3.1.7 Temps de concentration (T_c)

C'est le temps que met une goutte d'eau tombée au point topographique le plus éloigné pour arriver à l'exutoire.

Il peut être calculé par plusieurs formules empiriques.

a. Formule de GIANDOTTI

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1,5L_p}{0,8\sqrt{H_{MOY} - H_{MIN}}}$$

Avec :

T_c: Temps de concentration (**h**).

L_p: Longueur du talweg principal (**Km**).

S: Superficie du bassin versant (**Km²**).

H_{MOY}: Altitude moyenne du bassin versant (**m**).

H_{MIN}: Altitude minimale du bassin versant (**m**).

b. Formule de TURRAZA

$$T_c = 0,108 \frac{\sqrt[3]{S \cdot L_p}}{\sqrt{I}}$$

Avec :

T_c: Temps de concentration (**h**).

S: Superficie du bassin versant (**Km²**).

L_p: Longueur du talweg principal (**Km**).

I_c : Pente moyenne du cours d'eau (**m/Km**).

Où :

$$I_c = \frac{H_{MAX} - H_{MIN}}{L_p}$$

Avec :

H_{MAX}: Altitude maximale du bassin versant (m).

H_{MIN}: Altitude minimale du bassin versant (m).

$$I_c = 145/2,04 = 71.08 \text{ (m/km)}$$

c. Formule de S.C.S (Soil Conservation Service)

$$T_c = \left[\frac{0,87 \cdot L_p^3}{H} \right]^{0,385}$$

Avec :

T_c : Temps de concentration (h).

L_p : Longueur du talweg principal (Km).

H : Différence entre les points extrêmes du talweg.

d. Formule de KIRIPCH

$$T_c = 0,6615 L^{0,77} I^{-0,385}$$

Avec :

I : Pente moyenne du talweg principal (cours d'eau) (m/Km).

L : Longueur du talweg principal (Km).

e. Formule de TEMEZ

$$T_c = 0,3 \left[\frac{L}{I^{1/4}} \right]^{0,76}$$

Avec :

I : Pente moyenne du talweg principal (cours d'eau) (m/m).

L : Longueur du talweg principal (Km).

f. Formule de PASSINI

$$T_c = 4 \left[\frac{(SL)^{1/3}}{I^{1/2}} \right]^{0,75}$$

Avec :

- I** : Pente moyenne du talweg principal (cours d'eau) (**%**).
- L** : Longueur du talweg principal (**Km**).
- S** : Surface du bassin versant (**Km²**).

TABLEAU N°III.6 : TEMPS DE CONCENTRATION (HEURES)

	FORMULE					
	GIANDOTTI	TURRAZA	S.C.S	KIRPICH	TEMEZ	PASSINI
TEMPS DE CONCENTRATION T _C (HEURES)	2,57	0,60	1,19	0,83	2,61	2,57

D'après ces résultats, on voit bien que trois méthodes nous donne des résultats presque égaux (**Giandotti, Passini et Temez**) et le plus grands, tandis que deux autres méthodes se rapprochent (**Turraza et Kirpich**) et celle de **S.C.S** donne une valeur petite par rapport aux autres méthodes, on prend la première valeur obtenue par les premières méthodes c'est-à-dire **T_C=2,57 heures**.

I.3.1.8 Vitesse de concentration (V_C)

C'est la vitesse moyenne de propagation de la crue, elle est donnée par la formule:

$$V_C = \frac{L_p}{T_C} \quad \mathbf{Vc=0,80 \text{ km/h}}$$

Avec :

- V_C** : Vitesse de concentration (**Km/h**).
- L_P** : Longueur du talweg principal (**Km**).
- T_C** : Temps de concentration (**h**).

Chaque bassin versant réagit de façon propre aux précipitations qu'il reçoit. Les caractéristiques hydrologiques d'un bassin sont fonction d'une part du climat qu'il subit et d'autre part de son propre milieu physique.

Tableau N°III.7 : Caractéristiques du bassin

N°	Caractéristiques			
	Description	Symbole	Unités	Valeurs
01	Coordonnées du site:	X	km	524,825
		Y	km	332,830
		Z	m,NGA	900,00
02	Superficie	S	km ²	3,40
03	Périmètre	P	Km	7,60
04	Altitudes caractéristiques:			
04-01	Altitude maximale	H _{MAX}	m,NGA	1268,00
04-02	Altitude moyenne	H _{MOY}	m,NGA	1052,38
04-03	Altitude minimale	H _{MIN}	m,NGA	900,00
04-04	Altitude médiane	H _{MED}	m,NGA	1040,35
05	Longueur du talweg principal	L _P	Km	2,04
06	Hauteur correspond à 5% de la surface	H _{05%}	m	1245,76
07	Hauteur correspond à 95% de la surface	H _{95%}	m	946,25
08	Indice de compacité	K _C	-	1,15
09	Longueur du rectangle équivalent	L	Km	1,85
10	Largeur du rectangle équivalent	I	Km	1,79
11	Indice de pente globale	I _g	m/Km	169,1
12	Indice de pente de Roche	I _P	-	13,43
13	Indice de pente moyenne	I _m	m/Km	200
14	Dénivelé Spécifique	D _S	m	292,32
15	Densité de drainage	D _d	km	3,05
16	Coefficient de torrentialité	C _T	m	16,33
17	Temps de concentration	T _C	Heure	2.57
18	Vitesse de concentration	V _C	Km/Heure	0,80

• **Courbe Capacité-Hauteur**
Tableau N°III.8 : Volume et surface en fonction de la hauteur

côte (m)	H (m)	S (m ²)	S moy (m ²)	ΔH (m)	ΔV (m ³)	Vh (m ³)
906	0	0				0
907	1	8	5,33	1	5,33	5,33
908	2	39	23,5	1	23,5	28,83
909	3	231	135	1	135	163,83
910	4	431	331	1	331	494,83
911	5	839	635	1	635	1129,83
912	6	1680	1259,5	1	1259,5	2389,33
913	7	2615	2147,5	1	2147,5	4536,83
914	8	3439	3027	1	3027	7563,83
915	9	4900	4169,5	1	4169,5	11733,33
916	10	6406	5653	1	5653	17386,33
917	11	7904	7155	1	7155	24541,33
918	12	10277	9090,5	1	9090,5	33631,83
919	13	12753	11515	1	11515	45146,83
920	14	15348	14050,5	1	14050,5	59197,33
921	15	18569	16958,5	1	16958,5	76155,83
922	16	22737	20653	1	20653	96808,83
923	17	27645	25191	1	25191	121999,83
924	18	31603	29624	1	29624	151623,83
925	19	35741	33672	1	33672	185295,83
926	20	39746	37743,5	1	37743,5	223039,33
927	21	43858	41802	1	41802	264841,33

928	22	48028	45943	1	45943	310784,33
929	23	53154	50591	1	50591	361375,33
930	24	57965	55559,5	1	55559,5	416934,83
931	25	62891	60428	1	60428	477362,83
932	26	68685	65788	1	65788	543150,83
933	27	74322	71503,5	1	71503,5	614654,33
934	28	80586	77454	1	77454	692108,33
935	29	86974	83780	1	83780	775888,33
936	30	94004	90489	1	90489	866377,33
937	31	101256	97630	1	97630	964007,33
938	32	108449	104852,5	1	104852,5	1068859,83

Avec $\Delta V_1 = \Delta H_1 * 2/3 * S_{moy}$

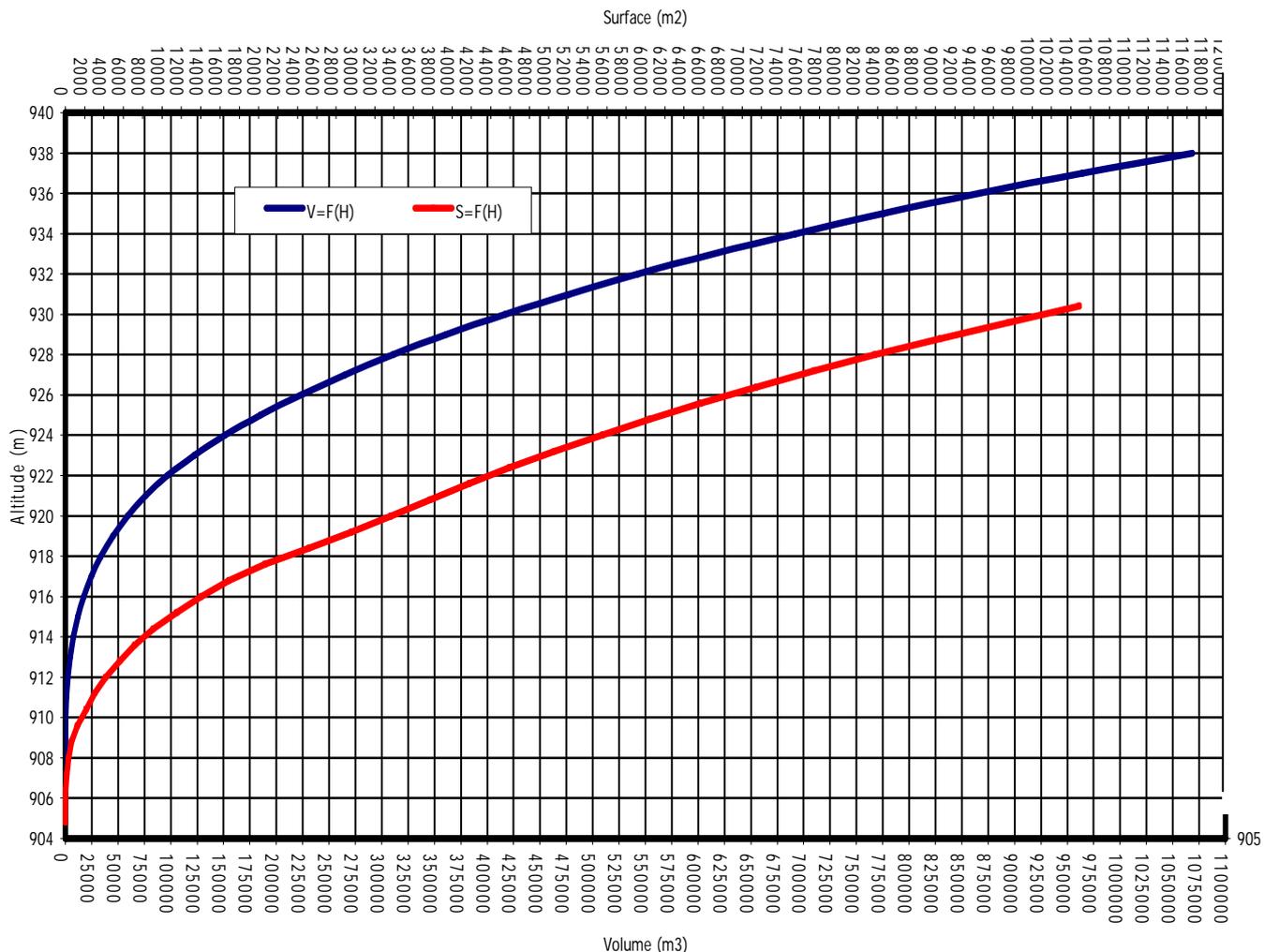


Figure N°III.5-Courbes : Capacité-Hauteur et Surface-Hauteur

I.4 Analyse des données

Le sous bassin versant du site de la retenue appartient au grand bassin **COTIERS ALGEROIS** et se trouve dans une région montagneuse dont le point de cote **1268mNGA** constitue le point le plus haut et l'altitude minimale est de **900mNGA**. La courbe hypsométrique qui nous donne le taux de surface correspondant aux différentes altitudes, est représentée en **Figure N°01**.

Tableau N°III.9 : Distribution des années d'observation pluviométriques

Année	1952/53	1953/54	1954/55	1955/56	1956/57	1957/58	1958/59	1959/60	1960/61	1961/62	1962/63	1963/64	1964/65	1965/66	1966/67	1967/68	1968/69	1969/70	1970/71	1971/72	1972/73	1973/74	1974/75	1975/76	1976/77	1977/78	1978/79
SIDI HOUSNI (012503)	I	X	X	I	X	I	X	X	X	I	P	P	P	P	P	P	X	X	X	I	I	X	I	X	I	I	X
Année	1979/80	1980/81	1981/82	1982/83	1983/84	1984/85	1985/86	1986/87	1987/88	1988/89	1989/90	1990/91	1991/92	1992/93	1993/94	1994/95	1995/96	1996/97	1997/98	1998/99	1999/00	2000/01	2001/02	2002/03	2003/04	2004/05	
SIDI HOUSNI (012503)	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	I	I	X	X	X	I	I	

X : ANNEE COMPLETE

I : ANNEE INCOMPLETE

P : PAS DE DONNEES

II. PRECIPITATION

II.1 Généralités

Avant d'évaluer les précipitations sur les bassins versants de la retenue, nous avons analysé les données disponibles à la station pluviométrique.

La station la plus proche du site choisi et qui représente le plus grand nombre d'années de données disponibles est celle de **OUZRA** à la période **1953/54–1954/55, 1956/57, 1958/59–1960/61, 1968/69–1970/71, 1973/74, 1978/79–1997/98** et **2000/01–2002/03**. (Tableau N°07).

Pour ce qui concerne les caractéristiques de la **précipitation annuelle** sur cette période à la station, on a :

- Précipitation moyenne de **532,64mm**.
- Précipitation minimale de **272,60mm (2001/02)**
- Précipitation maximale de **843,20mm (1959/60)**

A la même station pluviométrique et par l'élaboration des **précipitations mensuelles** de la période **1953/54–1954/55, 1956/57, 1958/59–1960/61, 1968/69–1970/71, 1973/74, 1978/79–1997/98** et **2000/01–2002/03**. On trouve :

- Précipitation moyenne mensuelle de **44,39mm**.
- Précipitation moyenne mensuelle minimale de **4,25mm**, mois d'**Août**;
- Précipitation moyenne mensuelle maximale de **81,20mm**, mois de **Décembre**.

Les résultats de la susdite élaboration sont rapportés dans le **Tableau N°08**.

Tableau N°III.10 : Précipitations moyennes mensuelles [mm]

(1953/54–1954/55, 1956/57, 1958/59–1960/61, 1968/69–1970/71, 1973/74, 1978/79–1997/98 et 2000/01–2002/03)

	Sep	Oct.	Nov.	Dec.	Jan	Fév.	Mar	Avr.	Mai	Jui.	Juil.	Août	Annuel
Moyenne (mm)	17.86	43.97	64.11	81.20	73.51	64.80	66.63	58.89	37.84	13.55	6.01	4.25	532.64
Moyenne (%)	3.35	8.26	12.04	15.24	13.80	12.17	12.51	11.06	7.11	2.54	1.13	0.80	100.00
Ecart type	16.70	37.54	44.05	53.33	53.87	53.46	67.00	34.16	30.88	13.65	13.39	6.34	148.49
Cv	0.94	0.85	0.69	0.66	0.73	0.82	1.01	0.58	0.82	1.01	2.23	1.49	0.28

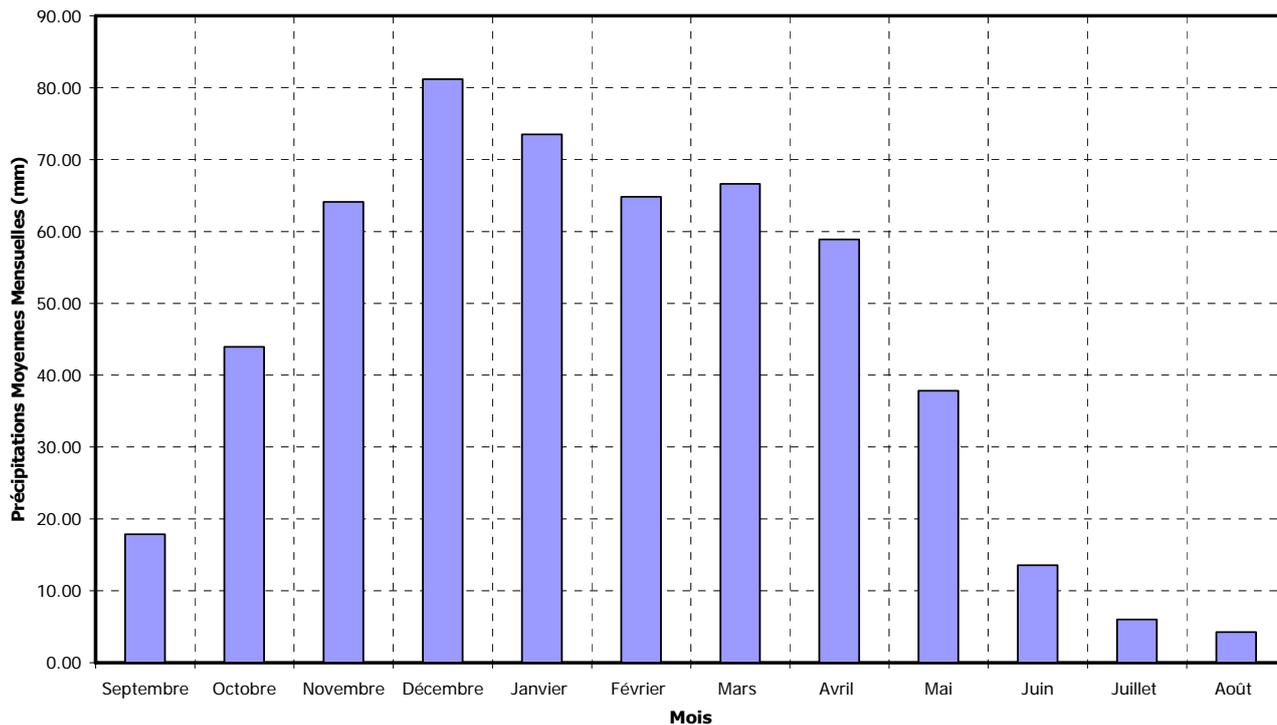


Figure N°III.6 : Précipitations Moyennes Mensuelles

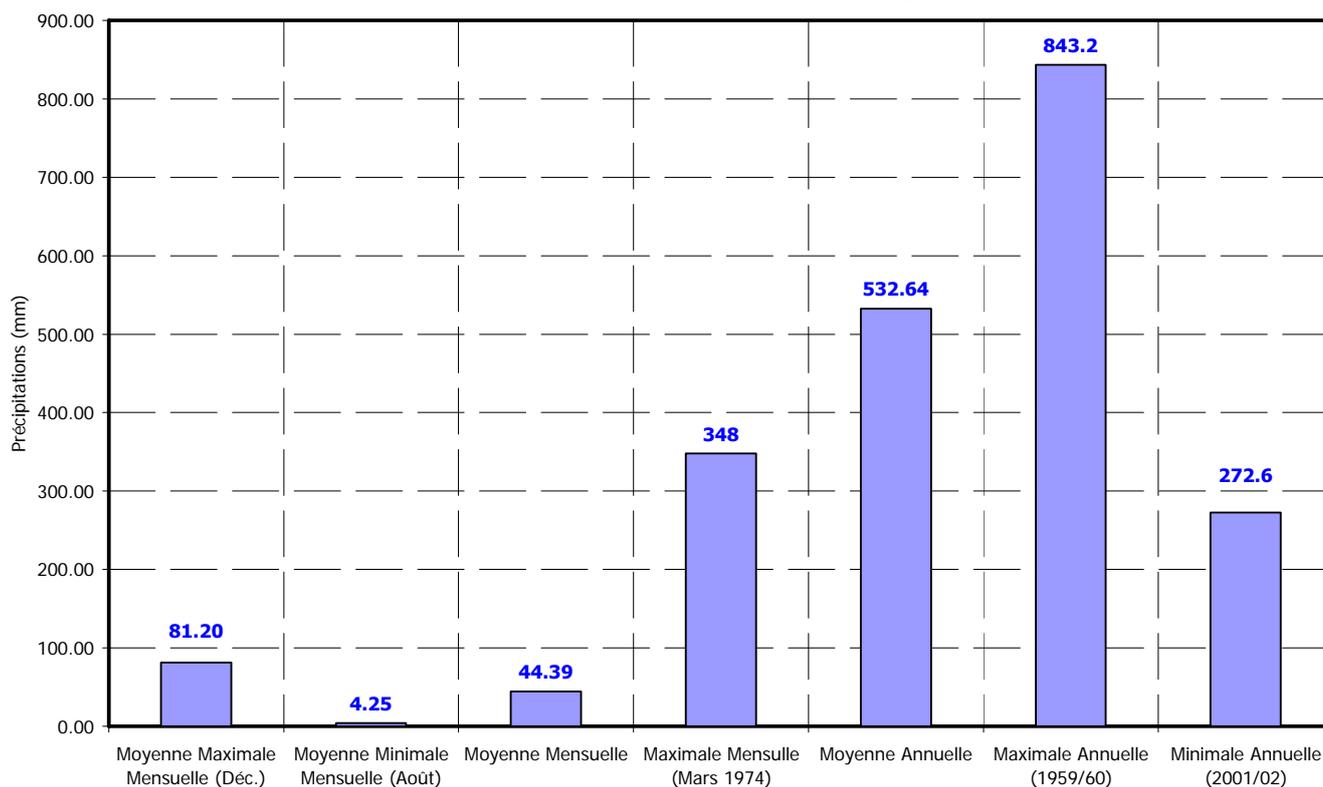


Figure N°III.7 : Précipitations Caractéristiques

II.2 Analyse statistique des pluies maximales journalières :

L'estimation des pluies journalières est souvent génératrice de crues exceptionnelles. Pour cela, il est important d'effectuer un ajustement statistique d'une loi théorique à la série d'observations afin de déterminer les précipitations maximales journalières fréquentielles.

a) Ajustement des pluies maximales journalières à la loi de GUMBEL (doublement exponentiel)

Généralités

La fonction de répartition de la loi de **GUMBEL** est :

$$F(x) = e^{-e^{-\frac{x-x_0}{\alpha}}}$$

F(x) : fréquence au dépassement de la valeur **x** ;

α , x_0 : coefficient d'ajustements.

x_0 : paramètre de position (mode).

α : paramètre d'échelle différent de zéro et positif appelé aussi «**gradex**».

Par un changement de variable $y = \frac{x - x_0}{\alpha}$; $x = \bar{P}_{\max j}$

L'équation de droite de GUMBEL :

$$\bar{P}_{\max j} = \frac{1}{\alpha} Y + X_0$$

Y : Variable de la droite de GUMBEL :

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

$$\text{Où : } F(x) = \frac{m-0,5}{N}$$

m : Ordre de classement ;

N : Taille de l'échantillon;

$\frac{1}{\alpha}$, **X_0** : Sont déterminées par la méthode des moments

Les Paramètres statistiques de l'échantillon sont :

- Nombres des échantillons : **n** = 34 ans
- La moyenne $\bar{P}_{\max j} = \mathbf{33,22mm}$
- L'écart type $\sigma = 17,41$
- Coefficient de variation **$C_v = \sigma / \bar{P}_{\max j} = \mathbf{0,524}$**

$$\frac{1}{\alpha} = \mathbf{13,58} ; X_0 = \mathbf{25,38}.$$

$$\text{Donc : } \bar{P}_{\max j} = \mathbf{13,58 Y + 25,38}$$

Les résultats obtenus par les différentes fréquences sont récapitulés dans le tableau N°09.

TABEAU N°III.11 : AJUSTEMENT A LA LOI DE GUMBEL

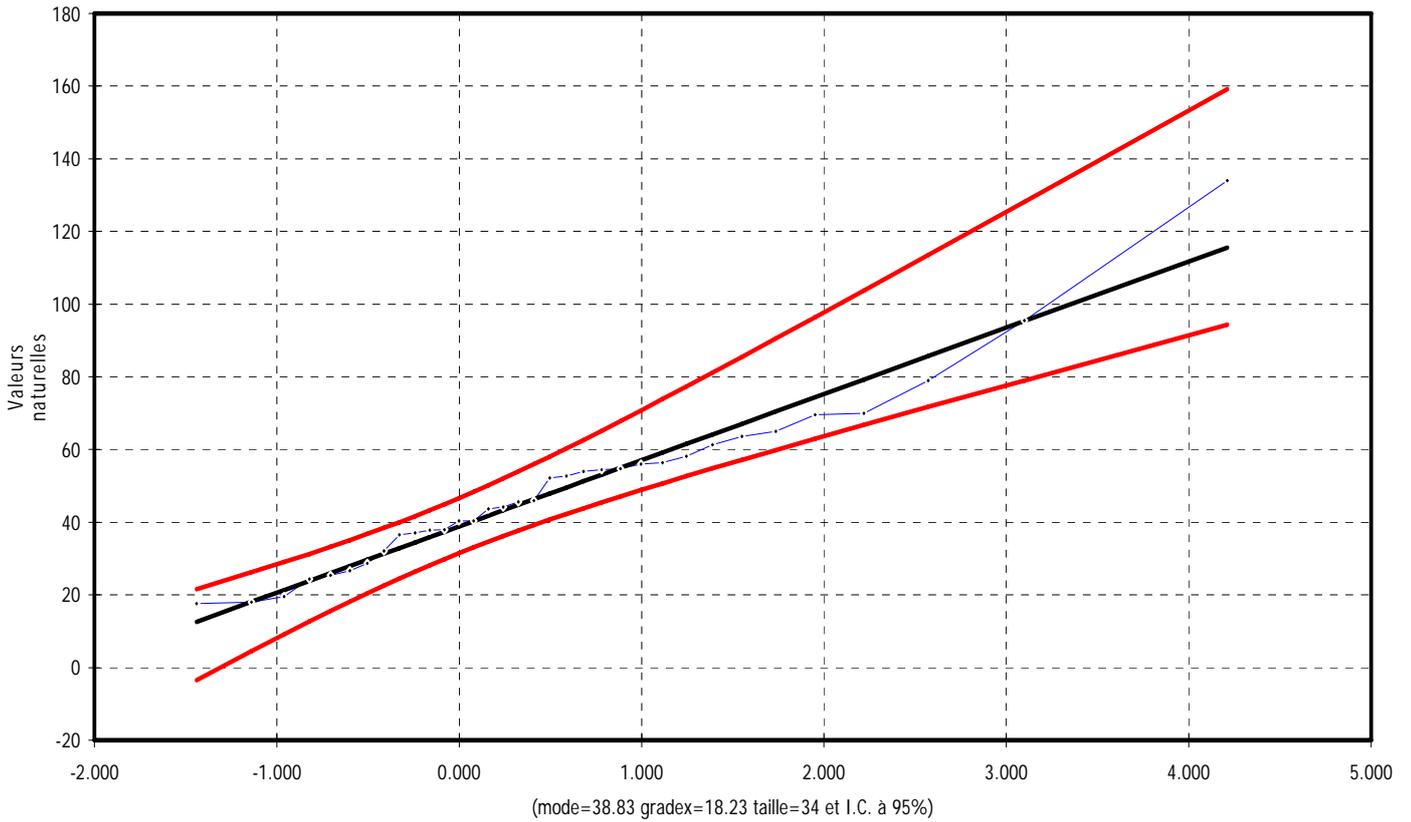
Taille n= 34		Xo= 38.83				I.C. à (en%)= 95		U Gauss= 1.9604	
		g= 18.23							
Valeurs de départ	Valeurs classées	Ordre de classement	Fréquence expérimentale	Variable réduite	Valeur expérimentale	Valeur théorique	Borne inférieure	Borne supérieure	
65	17.6	1	0.015	-1.440	17.6	12.58767	-3.4477	21.6079	
17.6	18	2	0.044	-1.138	18	18.08545	4.51658	26.20223	
37.9	19.5	3	0.074	-0.959	19.5	21.34371	9.13767	29.02405	
25.3	24.3	4	0.103	-0.821	24.3	23.85953	12.6382	31.27043	
54.5	25.3	5	0.132	-0.704	25.3	25.99479	15.5526	33.23361	
43.6	26.6	6	0.162	-0.600	26.6	27.89979	18.1013	35.03659	
40.4	28.7	7	0.191	-0.504	28.7	29.65318	20.3982	36.74499	
32.1	32.1	8	0.221	-0.413	32.1	31.30215	22.5107	38.39925	
36.5	36.5	9	0.250	-0.327	36.5	32.87784	24.4823	40.02699	
134	37	10	0.279	-0.243	37	34.40239	26.3433	41.64855	
52.2	37.8	11	0.309	-0.161	37.8	35.8925	28.1158	43.27996	
63.6	37.9	12	0.338	-0.081	37.9	37.36147	29.8168	44.93447	
79	40.3	13	0.368	-0.001	40.3	38.82048	31.4605	46.62364	
52.7	40.4	14	0.397	0.079	40.4	40.27935	33.0587	48.35795	
40.3	43.6	15	0.426	0.160	43.6	41.74714	34.6222	50.14737	
24.3	44.2	16	0.456	0.241	44.2	43.23258	36.161	52.00181	
26.6	45.6	17	0.485	0.324	45.6	44.74442	37.6848	53.93153	
69.9	46	18	0.515	0.409	46	46.29181	39.2035	55.94757	
56.4	52.2	19	0.544	0.497	52.2	47.8846	40.7271	58.06233	
58.2	52.7	20	0.574	0.587	52.7	49.53382	42.2667	60.29009	
28.7	53.9	21	0.603	0.681	53.9	51.2521	43.8341	62.64783	
44.2	54.5	22	0.632	0.780	54.5	53.05436	45.4426	65.15618	
61.3	54.7	23	0.662	0.885	54.7	54.95868	47.1081	67.84076	
46	56	24	0.691	0.996	56	56.98756	48.8493	70.73415	
95.5	56.4	25	0.721	1.116	56.4	59.16976	50.6896	73.87873	
37.8	58.2	26	0.750	1.246	58.2	61.54322	52.659	77.33107	
37	61.3	27	0.779	1.389	61.3	64.15972	54.7978	81.16914	
69.6	63.6	28	0.809	1.550	63.6	67.09292	57.1627	85.50461	
53.9	65	29	0.838	1.735	65	70.45312	59.8375	90.50557	
19.5	69.6	30	0.868	1.952	69.6	74.41709	62.9558	96.44223	
45.6	69.9	31	0.897	2.220	69.9	79.29574	66.7514	103.791	
54.7	79	32	0.926	2.572	79	85.71873	71.6965	113.5181	
18	95.5	33	0.956	3.098	95.5	95.31243	79.0074	128.1222	
56	134	34	0.985	4.212	134	115.6136	94.3083	159.1956	

Fréquence	U.Gumbel	Val.théo.	Borne inf.	Borne sup.	Valeur	Fréq. thé	Pér. Ret.
0.999	6.907	164.743	130.952	234.779	164.743	0.999	1000.00
0.998	6.214	152.099	121.548	215.299	152.099	0.998	500.00
0.995	5.296	135.368	109.082	189.547	135.368	0.995	200.00
0.990	4.600	122.687	99.607	170.055	122.687	0.990	100.00
0.980	3.902	109.960	90.063	150.525	109.960	0.980	50.00
0.950	2.970	92.975	77.233	124.558	92.975	0.950	20.00
0.900	2.250	79.853	67.183	104.633	79.853	0.900	10.00
0.800	1.500	66.174	56.425	84.143	66.174	0.800	5.00
0.500	0.367	45.513	38.444	54.928	45.513	0.500	2.00
0.200	-0.476	30.157	21.049	37.246	30.157	0.200	1.25
0.100	-0.834	23.629	12.320	31.061	23.629	0.100	1.11

Tableau N°III.12 : Pluies maximales journalières par les différentes fréquences

Fréquence (%)	1	2	5	10	50	99
Période de retour (ans)	100	50	20	10	2	1,1
$\bar{P}_{\max j}$ (mm)	122,69	109,96	92,98	79,85	45,51	23,63

FIGURE N°8 : FIGURE DE L'AJUSTEMENT A LA LOI DE GUMBEL



b) Ajustement des pluies maximales journalières à la loi log-normal (GALTON)

Généralités :

Une variable aléatoire X a une distribution log normale lorsque $Y=\ln X$ est normale. La loi de GALTON résulte de la loi normale mais rendue dissymétrique par un changement de variables. Sa fonction de répartition est donnée par :

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

1^{ère} forme de la loi log normal :

La variable réduite u est de la forme :

$$u = \frac{\ln x - \overline{\ln x}}{\sigma_{\ln x}}$$

L'équation de la variable réduite présente sous la forme $\ln x = \overline{\ln x} + u\sigma_{\ln x}$ est l'équation d'une droite sur papier Gausso-logarithmique avec en abscisse l'échelle gaussienne et en ordonnée l'échelle logarithmique.

-Procédé d'ajustement :

- Classement des valeurs par ordre décroissant (fréquence au dépassement) ;
- Calcul de la fréquence expérimentale ;
- Calcul des caractéristiques empiriques de la série initiales \bar{x} et σ ;
- Calcul des caractéristiques de la série transformée en logarithme $\overline{\ln x}$ et $\sigma_{\ln x}$;
- Report des valeurs sur papier Gausso-logarithmique ;
- Détermination de la droite de Galton $\ln x = \overline{\ln x} + u\sigma_{\ln x}$;
- Détermination de la valeur extrême soit graphiquement sur la droite soit

analytiquement par : $x_{p\%} = e^{\ln x_{p\%}} = e^{\overline{\ln x} + u_{p\%} \cdot \sigma_{\ln x}}$

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau N°11 et la figure N°04:

TABLEAU N°III.13 : AJUSTEMENT A LA LOI LOG NORMALE

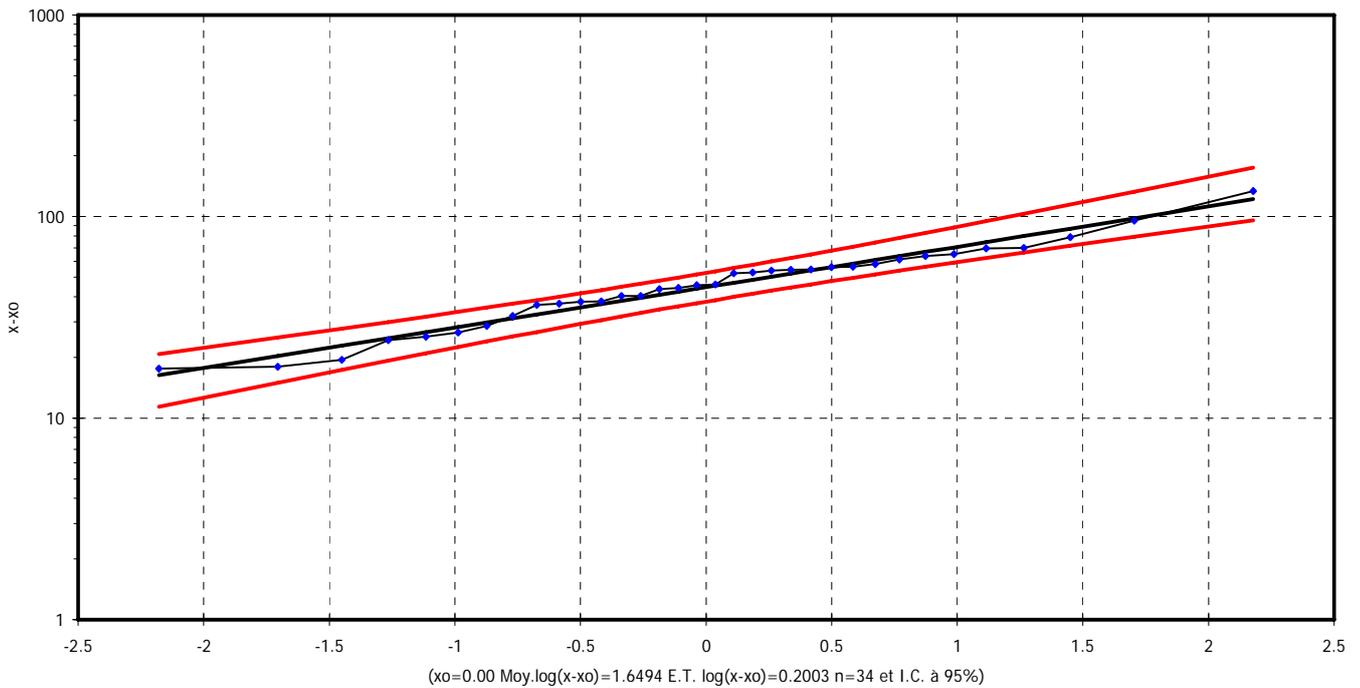
Taille n= 34		Moy.log(x-xo)= 1.649389854			I.C. à (en%)= 95		U Gauss= 1.960	
xo= 0		E.T. log(x-xo)= 0.200263629						
Valeurs de départ	Valeurs classées	Ordre de classement	Fréquence expérimentale	Variable réduite	Valeur expérimentale	Valeur théorique	Borne inférieure	Borne supérieure
65	17.6	1	0.015	-2.178	17.6	16.34	11.38	20.80
17.6	18	2	0.044	-1.705	18	20.32	14.99	25.07
37.9	19.5	3	0.074	-1.450	19.5	22.85	17.35	27.78
25.3	24.3	4	0.103	-1.265	24.3	24.89	19.28	29.96
54.5	25.3	5	0.132	-1.115	25.3	26.67	20.98	31.88
43.6	26.6	6	0.162	-0.987	26.6	28.29	22.53	33.64
40.4	28.7	7	0.191	-0.873	28.7	29.82	23.99	35.31
32.1	32.1	8	0.221	-0.770	32.1	31.27	25.39	36.92
36.5	36.5	9	0.250	-0.674	36.5	32.69	26.74	38.49
134	37	10	0.279	-0.584	37	34.07	28.07	40.05
52.2	37.8	11	0.309	-0.499	37.8	35.44	29.37	41.61
63.6	37.9	12	0.338	-0.417	37.9	36.81	30.66	43.18
79	40.3	13	0.368	-0.338	40.3	38.17	31.94	44.78
52.7	40.4	14	0.397	-0.261	40.4	39.56	33.23	46.41
40.3	43.6	15	0.426	-0.185	43.6	40.96	34.53	48.09
24.3	44.2	16	0.456	-0.111	44.2	42.39	35.84	49.83
26.6	45.6	17	0.485	-0.037	45.6	43.86	37.17	51.64
69.9	46	18	0.515	0.037	46	45.37	38.53	53.53
56.4	52.2	19	0.544	0.111	52.2	46.94	39.93	55.52
58.2	52.7	20	0.574	0.185	52.7	48.58	41.37	57.63
28.7	53.9	21	0.603	0.261	53.9	50.30	42.87	59.88
44.2	54.5	22	0.632	0.338	54.5	52.12	44.43	62.29
61.3	54.7	23	0.662	0.417	54.7	54.06	46.08	64.90
46	56	24	0.691	0.499	56	56.14	47.82	67.75
95.5	56.4	25	0.721	0.584	56.4	58.40	49.68	70.89
37.8	58.2	26	0.750	0.674	58.2	60.87	51.69	74.40
37	61.3	27	0.779	0.770	61.3	63.62	53.90	78.36
69.6	63.6	28	0.809	0.873	63.6	66.73	56.35	82.92
53.9	65	29	0.838	0.987	65	70.32	59.14	88.30
19.5	69.6	30	0.868	1.115	69.6	74.60	62.41	94.85
45.6	69.9	31	0.897	1.265	69.9	79.94	66.40	103.20
54.7	79	32	0.926	1.450	79	87.06	71.62	114.67
18	95.5	33	0.956	1.705	95.5	97.92	79.35	132.77
56	134	34	0.985	2.178	134	121.80	95.66	174.91

Fréquence	U.Gumbel	Val.théo.	Borne inf.	Borne sup.	Valeur	Fréq. thé	Pér. Ret.
0.999	3.091	185.49	136.11	299.84	185.49	0.999	1000.0
0.998	2.879	168.21	125.47	264.37	168.21	0.998	500.0
0.995	2.576	146.32	111.67	221.07	146.32	0.995	200.0
0.990	2.327	130.42	101.36	190.84	130.42	0.990	100.0
0.980	2.054	115.02	91.11	162.65	115.02	0.980	50.0
0.950	1.645	95.25	77.47	128.26	95.25	0.950	20.0
0.900	1.282	80.55	66.86	104.17	80.55	0.900	10.0
0.800	0.841	65.75	55.59	81.48	65.75	0.800	5.0
0.500	0.000	44.61	37.85	52.57	44.61	0.500	2.0
0.200	-0.841	30.26	24.42	35.79	30.26	0.200	1.3
0.100	-1.282	24.70	19.10	29.76	24.70	0.100	1.1

TABLEAU N°III.14 : PLUIES MAXIMALES JOURNALIERES PAR LES DIFFERENTES FREQUENCES

Fréquence (%)	1	2	5	10	20	50	80	91
Période de retour (ans)	100	50	20	10	5	2	1,25	1,1
$\bar{P}_{\max j}$ (mm)	130,42	115,02	95,25	80,55	65,75	44,61	30,26	24,70

FIGURE N°III.9 : FIGURE DE L'AJUSTEMENT A LA LOI LOG-NORMAL



Conclusion

D'après les deux graphes, on trouve que la série de pluies maximales journalières suit la loi de **GUMBEL** mieux que celle de la **loi normale**, malgré que tous les points sont à l'intérieure de l'intervalle de confiance mais l'écart entre les valeurs théoriques données par la loi et celles théoriques sont minimales.

Tableau N°III.15 : Valeurs des pluies maximales journalières fréquentielles arrêtées pour les calculs des intensités

Fréquence (%)	1	2	5	10	20	50	80	91
Période de retour (ans)	100	50	20	10	5	2	1,25	1,1
$\bar{P}_{\max j p\%}$ (mm)	122,69	109,96	92,98	79,85	66,17	45,51	30,16	23,63

II.3. PLUIE DE COURTE DUREE A DIFFERENTES FREQUENCES

Pour une période donnée, la quantité de pluie tombée en un temps (**t**) est déterminée par la formule suivante:

$$P_{\text{max}t, P\%} = P_{\text{max}j, P\%} \left(\frac{t}{24} \right)^b$$

Avec :

$P_{\text{max}t, P\%}$: Pluie de courte durée pour une fréquence donnée (**mm**).

$P_{\text{max}j, P\%}$: Pluie maximale journalière pour la même fréquence (**mm**).

t : Durée de pluie (**h**).

b : Exposant climatique; **b = 0,35**.

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

Les résultats de calcul sont regroupés dans les tableaux **N°11** et **12**.

TABLEAU N°III.16 : PLUIES DE COURTE DUREE (mm)

$\begin{matrix} t \\ F\% \end{matrix}$	1h	2h	3h	4h	5h	6h	7h	8h	9h	10h	11h	12h	13h	14h	15h	16h	17h	18h	19h	20h	21h	22h	23h	24h
1.00	40.3	51.4	59.3	65.5	70.9	75.5	79.7	83.5	87.0	90.3	93.4	96.3	99.0	101.6	104.1	106.5	108.7	110.9	113.1	115.1	117.1	119.0	120.9	122.7
2.00	36.2	46.1	53.1	58.7	63.5	67.7	71.4	74.9	78.0	80.9	83.7	86.3	88.7	91.1	93.3	95.4	97.5	99.4	101.3	103.2	104.9	106.7	108.3	110.0
5.00	30.6	39.0	44.9	49.7	53.7	57.2	60.4	63.3	66.0	68.4	70.8	72.9	75.0	77.0	78.9	80.7	82.4	84.1	85.7	87.2	88.7	90.2	91.6	93.0
10.00	26.3	33.5	38.6	42.7	46.1	49.2	51.9	54.4	56.7	58.8	60.8	62.7	64.4	66.1	67.7	69.3	70.8	72.2	73.6	74.9	76.2	77.5	78.7	79.9
20.00	21.8	27.7	32.0	35.3	38.2	40.7	43.0	45.1	46.9	48.7	50.4	51.9	53.4	54.8	56.1	57.4	58.7	59.8	61.0	62.1	63.2	64.2	65.2	66.2
50.00	15.0	19.1	22.0	24.3	26.3	28.0	29.6	31.0	32.3	33.5	34.6	35.7	36.7	37.7	38.6	39.5	40.3	41.2	41.9	42.7	43.4	44.1	44.8	45.5
80.00	9.9	12.6	14.6	16.1	17.4	18.6	19.6	20.5	21.4	22.2	23.0	23.7	24.3	25.0	25.6	26.2	26.7	27.3	27.8	28.3	28.8	29.3	29.7	30.2
90.91	7.8	9.9	11.4	12.6	13.6	14.5	15.4	16.1	16.8	17.4	18.0	18.5	19.1	19.6	20.0	20.5	20.9	21.4	21.8	22.2	22.6	22.9	23.3	23.6

TABLEAU N°III.17 : INTENSITE DES PLUIES I_t (mm/h)

$\begin{matrix} t \\ F\% \end{matrix}$	1h	2h	3h	4h	5h	6h	7h	8h	9h	10h	11h	12h	13h	14h	15h	16h	17h	18h	19h	20h	21h	22h	23h	24h
1.00	40.3	25.7	19.8	16.4	14.2	12.6	11.4	10.4	9.7	9.0	8.5	8.0	7.6	7.3	6.9	6.7	6.4	6.2	6.0	5.8	5.6	5.4	5.3	5.1
2.00	36.2	23.0	17.7	14.7	12.7	11.3	10.2	9.4	8.7	8.1	7.6	7.2	6.8	6.5	6.2	6.0	5.7	5.5	5.3	5.2	5.0	4.8	4.7	4.6
5.00	30.6	19.5	15.0	12.4	10.7	9.5	8.6	7.9	7.3	6.8	6.4	6.1	5.8	5.5	5.3	5.0	4.8	4.7	4.5	4.4	4.2	4.1	4.0	3.9
10.00	26.3	16.7	12.9	10.7	9.2	8.2	7.4	6.8	6.3	5.9	5.5	5.2	5.0	4.7	4.5	4.3	4.2	4.0	3.9	3.7	3.6	3.5	3.4	3.3
20.00	21.8	13.9	10.7	8.8	7.6	6.8	6.1	5.6	5.2	4.9	4.6	4.3	4.1	3.9	3.7	3.6	3.5	3.3	3.2	3.1	3.0	2.9	2.8	2.8
50.00	15.0	9.5	7.3	6.1	5.3	4.7	4.2	3.9	3.6	3.4	3.1	3.0	2.8	2.7	2.6	2.5	2.4	2.3	2.2	2.1	2.1	2.0	1.9	1.9
80.00	9.9	6.3	4.9	4.0	3.5	3.1	2.8	2.6	2.4	2.2	2.1	2.0	1.9	1.8	1.7	1.6	1.6	1.5	1.5	1.4	1.4	1.3	1.3	1.3
90.91	7.8	5.0	3.8	3.2	2.7	2.4	2.2	2.0	1.9	1.7	1.6	1.5	1.5	1.4	1.3	1.3	1.2	1.2	1.1	1.1	1.1	1.0	1.0	1.0

FIGURE N°III.18 : COURBES DES INTENSITES POUR DIFFERENTES FREQUENTES

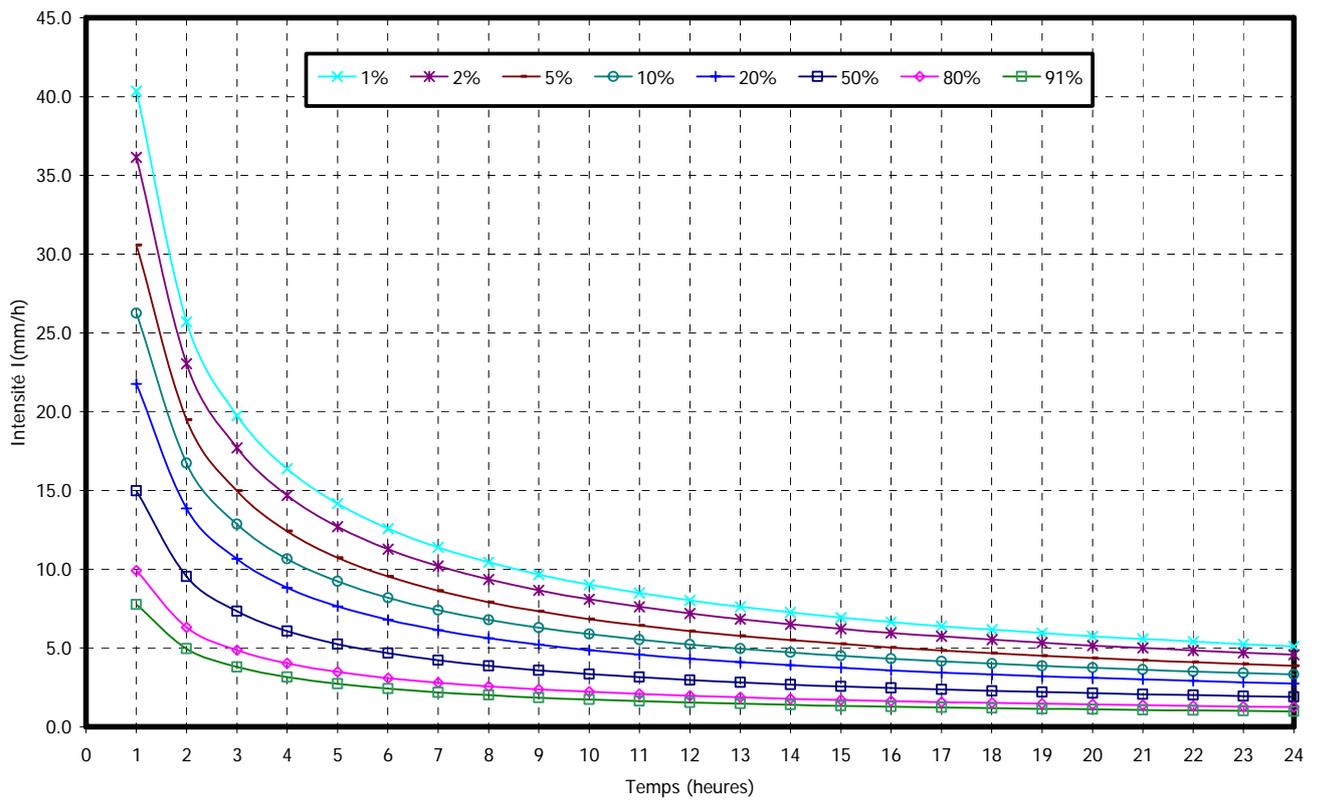


Tableau N°III.18 : Intensités et pluies de courtes durées correspond au temps de concentration $T_c=2,57h$

Fréquence (%)	1	2	5	10	20	50	80	91
Période de retour (ans)	100	50	20	10	5	2	1.25	1,1
Ptc p% (mm)	56.13	50.31	42.54	36.53	30.28	20.82	13.80	10.81
Itcp% (mm/H)	21.84	19.58	16.55	14.22	11.78	8.10	5.37	4.21

III. APPORTS

III.1 Généralités

Les apports au site de la retenue **OUMARIA** été déterminés à partir des mesures effectuées à partir de mesures disponibles à la station (**012503**), où on dispose de **34** années complètes de mesures (**1969, 1971–80, 84–90, 93–96**).

III.2 Apport moyen annuel

L'estimation de l'apport moyen annuel du bassin versant de la retenue est effectuée par des formules empiriques.

1. Formule de SAMIE

$$Le = \bar{P}^2 (293 - 2,2\sqrt{S})$$

$$A_0 = Le.S$$

Avec :

A₀ : Apport moyen annuel (**Mm³**) ;

Le : Lamé d'eau écoulée (**mm**) ;

\bar{P} : Précipitation moyenne (**mm**) ; **$\bar{p} = 532,64\text{m}$**

S : Surface du bassin versant (**km²**). **S = 3,40Km²**.

2. Formule de DERIE II

$$A_0 = 0,513\bar{P}^{2,683} D_d S^{0,842}$$

Avec : **A₀** : Apport moyen annuel (**Mm³**) ;

\bar{P} : Précipitation moyenne (**mm**) ; **$\bar{p} = 532,64\text{m}$**

D_d : Densité de drainage (**km/km²**) **D_d = 3,05 Km/Km²**.

S : Surface du bassin versant (**km²**). **S = 3,40Km²**.

3. Formule de MALLET-GAUTHIER

$$C_e = 0,6(1 - 10^{-0,36P^2})$$

$$Le = P.C_e$$

$$A_0 = Le.S.$$

Avec : **C_e** : Coefficient d'écoulement.

\bar{P} : Précipitation moyenne (**m**) ; **$\bar{p} = 0,53264\text{m}$**

A₀ : Apport moyen annuel (**Mm³**) ;

Le : Lamé d'eau écoulée (**m**) ;

S : Surface du bassin versant (**km²**). **S = 3,40Km²**.

4. Formule de MEDINGER

$$Le = 1,024(\bar{P} - 0,26)^2$$

$$A_0 = Le \cdot S$$

Avec : **A₀** : Apport moyen annuel (**Mm³**) ;

Le : Lamme d'eau écoulée (**m**) ;

P̄ : Précipitation moyenne (**m**) ; **P̄ = 0,53264m**

S : Surface du bassin versant (**km²**). **S = 3,40Km²**.

5. Formule de COUTAGNE

$$Le = \bar{P} - D$$

$$D = \bar{P}^2 - \lambda \bar{P}^2$$

$$\lambda = \frac{1}{0,8 + 0,14T}$$

Avec : **D** : Déficit d'écoulement ;

P̄ : Précipitation moyenne (**mm**) ; **P̄ = 0,53264m**

T : Température moyenne annuelle (**°C**). **T = 14,19°C**.

Cette formule n'est applicable que si : $\frac{1}{8\lambda} < P(m) < \frac{1}{2\lambda}$

$$\lambda = 0,359$$

$$\frac{1}{8\lambda} = 0,348 \text{ et } \frac{1}{2\lambda} = 1,393$$

6. Formule de DERIE I

$$A_0 = 0,915\bar{P}^{-2,684} S^{0,158}$$

Avec : **A₀** : Apport moyen annuel (**Mm³**) ;

P̄ : Précipitation moyenne (**m**) ; **P̄ = 0,53264m**

S : Surface du bassin versant (**km²**). **S = 3,40Km²**.

Tableau N°III.19 : Apports moyens annuels

FORMULES						
	SAMIE	DERIE II	MALLET GAUTHIER	MEDINGER	COUTAGNE	DERIE I
L _e (mm)	81,97	-	66,97	76,12	101,81	-
A (Mm ³)	0,279	0,775	0,228	0,259	0,346	0,473

Conclusion

D'après les résultats obtenus par les différentes formules empiriques, nous constatons que la valeur donnée par la formule de **DERIE II** est élevée tandis que celles données par la formule de **MALLET GUTHIER**, **SAMIE** et **MEDINGER** sont relativement petites surtout celle de **MALLET GUTHIER** et les valeurs données par le reste des formules sont moyennes, et puisque le souci ce n'est pas une sous estimation qu'une surestimation nous allons choisir une valeur moyenne c'est-à-dire la valeur donnée par la formule de **COUTAGNE**.

III.3 Caractéristiques de l'écoulement

a) lame d'eau écoulee moyenne

$$L_e = \frac{A_{moy}}{S_{bv}} \quad \text{où : } A_{moy}=0,346Mm^3 \quad \text{et } S_{bv} = 3,40 \text{ km}^2 \quad L_e = \mathbf{101,76mm.}$$

b) Coefficient de l'écoulement

$$C_e = \frac{L_e}{P_{moy}} \quad \text{où : } L_e=101,76mm \quad \text{et } P_{moy} = 532,64mm \quad C_e = \mathbf{0,191}$$

c) Module spécifique

$$M_0 = \frac{Q_0}{S_{bv}} = \frac{A_{moy}}{T \cdot S_{bv}} \quad \text{où : } A_{moy}=0,346M \text{ m}^3, T = 31,536 \cdot 10^6 \text{ s} \quad \text{et } S_{bv}=3,40\text{km}^2$$
$$M_0 = \mathbf{3,227 \text{ l/s.km}^2}$$

d) Module d'écoulement

$$Q_0 = \frac{A_{moy}}{T} \quad \text{où : } A_{moy}=0,346Mm^3 \quad \text{et } T = 31,536 \cdot 10^6 \text{ s} \quad Q_0 = \mathbf{0,0110m^3/s}$$

e) Coefficient de variation

Le coefficient de variation est un paramètre caractérisant l'écoulement, on le calcule à l'aide des formules empiriques.

1. Formule de PADOUN

$$C_v = k \cdot \frac{0,93}{M_0^{0,23}}$$

Avec : C_v : Coefficient de variation.

K : Coefficient $K=0,75$.

M_0 : Module spécifique (l/s.Km²). ($M_0=3,227 \text{ l/s.Km}^2$)

2. Formule de SOKOLOVSKY

$$C_V = 0,78 - 0,29 \text{Log} M_0 - 0,063 \text{Log}(S+1)$$

Avec : **C_V** : Coefficient de variation.

S : Surface du bassin versant (Km²). **S=3,40 Km²**.

M₀ : Module spécifique (l/s.Km²). (**M₀=3,227 l/s.Km²**)

3. Formule de URGIPROVODKMOZ

$$C_V = \frac{0,70}{M_0^{0,125}}$$

Avec :

C_V : Coefficient de variation.

M₀ : Module spécifique (l/s.Km²). (**M₀=3,227 l/s.Km²**)

4. Formule de KRITSKLY–MENKEL

$$C_V = \frac{A'}{S^{0,06} M_0^{0,27}}$$

Avec : **A'** : Coefficient géographique (égal à **0,83** pour une région inconnue)

C_V : Coefficient de variation.

M₀ : Module spécifique (l/s.Km²). (**M₀=3,227 l/s.Km²**).

S : Surface du bassin versant (Km²). **S=3,40 Km²**.

		FORMULE			
		PADOUN	SOKOLOVSKY	URGIPROVODKMOZ	KRITSKLY–MENKEL
C _V		0,53	0,59	0,60	0,56

Les valeurs du coefficient de variation trouvées par les différentes formules sont proches les unes des autres, on prend comme valeur finale la moyenne ou celle donnée par la formule de **KRITSKLY–MENKEL** c'est-à-dire **C_V=0,56**.

Tableau N°III.20 : Précipitation mensuelles (mm)

ANNEE	MOIS												ANNUEL
	SEP.	OCT.	NOV.	DEC.	JAN.	FEV.	MARS	AVRIL	MAI	JUIN	JUIL.	AOUT	
1953/54	17.5	48.8	23.2	60.2	29	90	10	15	11	0	0	2.1	306.8
1954/55	1.1	12.3	16.1	18.1	46.6	37.4	71.3	75.3	6.3	18.3	1.9	14.1	318.8
1956/57	1.4	53.4	55.1	50.7	56.4	6.3	18.5	117.4	115.2	4.8	0	0	479.2
1958/59	4.3	83	121.1	51.8	32.3	88.3	82.4	37.6	40.4	17	8.6	6.1	572.9
1959/60	56.1	86	137.3	127.7	58.7	53.3	120.1	132	35.3	34.9	0	1.8	843.2
1960/61	5.2	6.7	15.4	169.5	179.6	0	8.6	17.9	3.3	45.4	1.1	0.2	452.9
1968/69	0.4	0	100.2	173.2	44.9	62.8	106.5	66.5	9.1	45.8	2.2	0	611.6
1969/70	11.9	127.4	78.5	76.4	28.8	12.3	37.6	15.9	69.6	11.8	0	8.4	478.6
1970/71	0	11.4	0	33.8	88	14.7	74	66.5	25.1	44	37.5	0	395
1973/74	0	4	15.5	164.5	9.5	144.8	348	126.5	6.3	8.4	0	2.5	830
1975/76	23.3	0.4	161	53.6	40.9	205.1	70.7	81.5	63.3	17.9	0	0	717.7
1978/79	9.3	141.7	88.6	28.5	74	129.4	96.7	75.8	12.4	6.9	0	5.1	668.4
1979/80	68.9	102.1	95.5	60.5	149.1	30.5	125.6	99.2	45.3	1.2	0	4.4	782.3
1980/81	22.8	28.6	40.2	213.6	16	73.9	51.4	69.6	23.8	6.3	0	0	546.2
1981/82	4.9	24.5	5.7	80.7	147.8	83.3	22.4	28.6	53.9	16.5	0	1.9	470.2
1982/83	13.9	32.2	127.8	116.2	0	37	27.8	22.3	19.5	0	4.3	0	401
1983/84	7.7	9.4	32.8	62.5	53.1	69.3	56.7	51.3	72.3	21.4	0	0	436.5
1984/85	8.5	106.6	77.3	137.3	51.1	61.1	130.7	13.8	70.1	0	0	0	656.5
1985/86	30.9	23.4	69.8	60.6	101.1	166.9	177.9	29.8	21.9	15.9	0	1.6	699.8
1986/87	27.5	49.7	62.1	126	143.3	124.9	25.7	9.9	23.2	11.5	3.1	3.3	610.2
1987/88	2.5	51.2	83.1	31.4	43.1	21.3	35.3	36.5	38.9	31.6	1.5	0	376.4
1988/89	0	8.2	25.5	189	22.2	36.7	60.8	108.6	15.1	15.8	10.5	28.3	520.7
1989/90	12.9	20	52.3	33	78.8	0	65.9	46.4	50.6	9.6	66.6	0	436.1
1990/91	27.8	16.7	39.9	121.2	54.9	119.1	78.2	39.3	57.3	9.7	1.9	1	567
1991/92	31	66.7	25.3	15	177.4	31.5	86.2	68.3	86.2	20.8	11	0	619.4
1992/93	5.4	44.7	84.2	47.9	18	42.3	18.9	67.7	54.4	0	20.8	1.7	406
1993/94	41.3	27.3	89	55.7	67.5	58.4	2.5	63.1	7.1	1	0	1.4	414.3
1994/95	34.2	92.1	38.4	63.3	187.7	18.2	138.7	9.2	4.9	26.5	0	5.3	618.5
1995/96	27.6	42.6	37.2	43.2	70.6	168.8	32.9	89.2	45	10.4	5.2	8	580.7
1996/97	20.2	31.2	9.4	48.4	62.4	12.3	5.8	86.9	25.1	0.9	0	21.3	323.9
1997/98	34.6	45	153.1	75.2	27.8	44	18	71	124.2	2.5	0.4	5.5	601.3
2000/01	16	59.7	70.5	50.1	156.7	27.8	0	60.7	21.2	0.3	0.4	2	465.4
2001/02	31.1	2.1	34.6	25.5	44.9	23.3	47.8	34.1	13.5	0.4	5.9	9.4	272.6
2002/03	7.1	36	114.1	96.5	137.2	108.2	11.8	69	15.9	3.1	21.4	9.2	629.5
MOYENNE	17.86	43.97	64.11	81.20	73.51	64.80	66.63	58.89	37.84	13.55	6.01	4.25	532.64

Tableau N°III.21 : Apports moyens mensuels (Mm³)

$$A_{\text{moy}} = C_e \cdot P_{\text{moy}} \cdot S$$

ANNEE	MOIS												ANNUEL
	SEP.	OCT.	NOV.	DEC.	JAN.	FEV.	MARS	AVRIL	MAI	JUIN	JUIL.	AOUT	
1953/54	0.011	0.032	0.015	0.039	0.019	0.058	0.006	0.010	0.007	0.000	0.000	0.001	0.199
1954/55	0.001	0.008	0.010	0.012	0.030	0.024	0.046	0.049	0.004	0.012	0.001	0.009	0.207
1956/57	0.001	0.035	0.036	0.033	0.037	0.004	0.012	0.076	0.075	0.003	0.000	0.000	0.311
1958/59	0.003	0.054	0.079	0.034	0.021	0.057	0.054	0.024	0.026	0.011	0.006	0.004	0.372
1959/60	0.036	0.056	0.089	0.083	0.038	0.035	0.078	0.086	0.023	0.023	0.000	0.001	0.548
1960/61	0.003	0.004	0.010	0.110	0.117	0.000	0.006	0.012	0.002	0.029	0.001	0.000	0.294
1968/69	0.000	0.000	0.065	0.113	0.029	0.041	0.069	0.043	0.006	0.030	0.001	0.000	0.397
1969/70	0.008	0.083	0.051	0.050	0.019	0.008	0.024	0.010	0.045	0.008	0.000	0.005	0.311
1970/71	0.000	0.007	0.000	0.022	0.057	0.010	0.048	0.043	0.016	0.029	0.024	0.000	0.257
1973/74	0.000	0.003	0.010	0.107	0.006	0.094	0.226	0.082	0.004	0.005	0.000	0.002	0.539
1975/76	0.015	0.000	0.105	0.035	0.027	0.133	0.046	0.053	0.041	0.012	0.000	0.000	0.466
1978/79	0.006	0.092	0.058	0.019	0.048	0.084	0.063	0.049	0.008	0.004	0.000	0.003	0.434
1979/80	0.045	0.066	0.062	0.039	0.097	0.020	0.082	0.064	0.029	0.001	0.000	0.003	0.508
1980/81	0.015	0.019	0.026	0.139	0.010	0.048	0.033	0.045	0.015	0.004	0.000	0.000	0.355
1981/82	0.003	0.016	0.004	0.052	0.096	0.054	0.015	0.019	0.035	0.011	0.000	0.001	0.305
1982/83	0.009	0.021	0.083	0.075	0.000	0.024	0.018	0.014	0.013	0.000	0.003	0.000	0.260
1983/84	0.005	0.006	0.021	0.041	0.034	0.045	0.037	0.033	0.047	0.014	0.000	0.000	0.284
1984/85	0.006	0.069	0.050	0.089	0.033	0.040	0.085	0.009	0.046	0.000	0.000	0.000	0.426
1985/86	0.020	0.015	0.045	0.039	0.066	0.108	0.116	0.019	0.014	0.010	0.000	0.001	0.455
1986/87	0.018	0.032	0.040	0.082	0.093	0.081	0.017	0.006	0.015	0.007	0.002	0.002	0.396
1987/88	0.002	0.033	0.054	0.020	0.028	0.014	0.023	0.024	0.025	0.021	0.001	0.000	0.245
1988/89	0.000	0.005	0.017	0.123	0.014	0.024	0.039	0.071	0.010	0.010	0.007	0.018	0.338
1989/90	0.008	0.013	0.034	0.021	0.051	0.000	0.043	0.030	0.033	0.006	0.043	0.000	0.283
1990/91	0.018	0.011	0.026	0.079	0.036	0.077	0.051	0.026	0.037	0.006	0.001	0.001	0.368
1991/92	0.020	0.043	0.016	0.010	0.115	0.020	0.056	0.044	0.056	0.014	0.007	0.000	0.402
1992/93	0.004	0.029	0.055	0.031	0.012	0.027	0.012	0.044	0.035	0.000	0.014	0.001	0.264
1993/94	0.027	0.018	0.058	0.036	0.044	0.038	0.002	0.041	0.005	0.001	0.000	0.001	0.269
1994/95	0.022	0.060	0.025	0.041	0.122	0.012	0.090	0.006	0.003	0.017	0.000	0.003	0.402
1995/96	0.018	0.028	0.024	0.028	0.046	0.110	0.021	0.058	0.029	0.007	0.003	0.005	0.377
1996/97	0.013	0.020	0.006	0.031	0.041	0.008	0.004	0.056	0.016	0.001	0.000	0.014	0.210
1997/98	0.022	0.029	0.099	0.049	0.018	0.029	0.012	0.046	0.081	0.002	0.000	0.004	0.391
2000/01	0.010	0.039	0.046	0.033	0.102	0.018	0.000	0.039	0.014	0.000	0.000	0.001	0.302
2001/02	0.020	0.001	0.022	0.017	0.029	0.015	0.031	0.022	0.009	0.000	0.004	0.006	0.177
2002/03	0.005	0.023	0.074	0.063	0.089	0.070	0.008	0.045	0.010	0.002	0.014	0.006	0.409
MOYENNE	0.012	0.029	0.042	0.053	0.048	0.042	0.043	0.038	0.025	0.009	0.004	0.003	0.346

Figure N°III.11 : Précipitations Annuelles

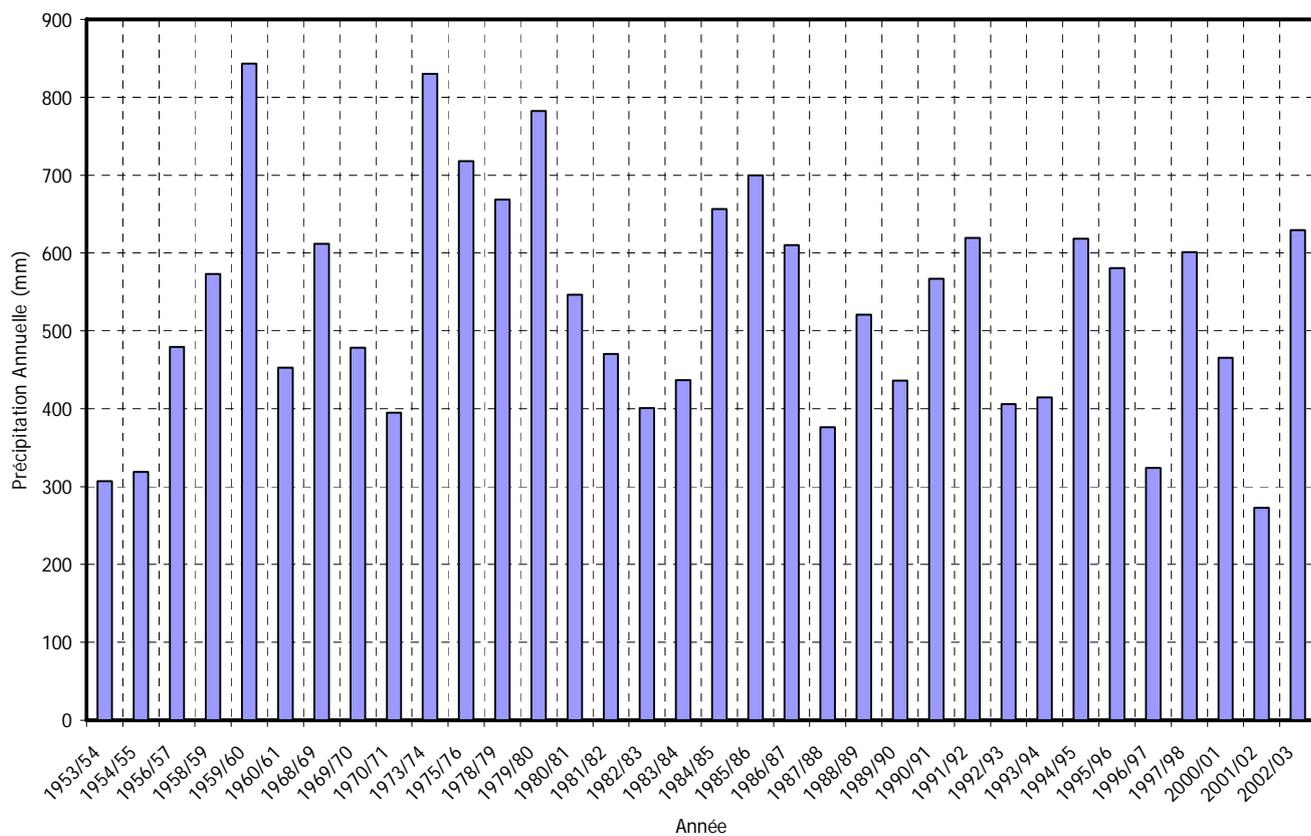
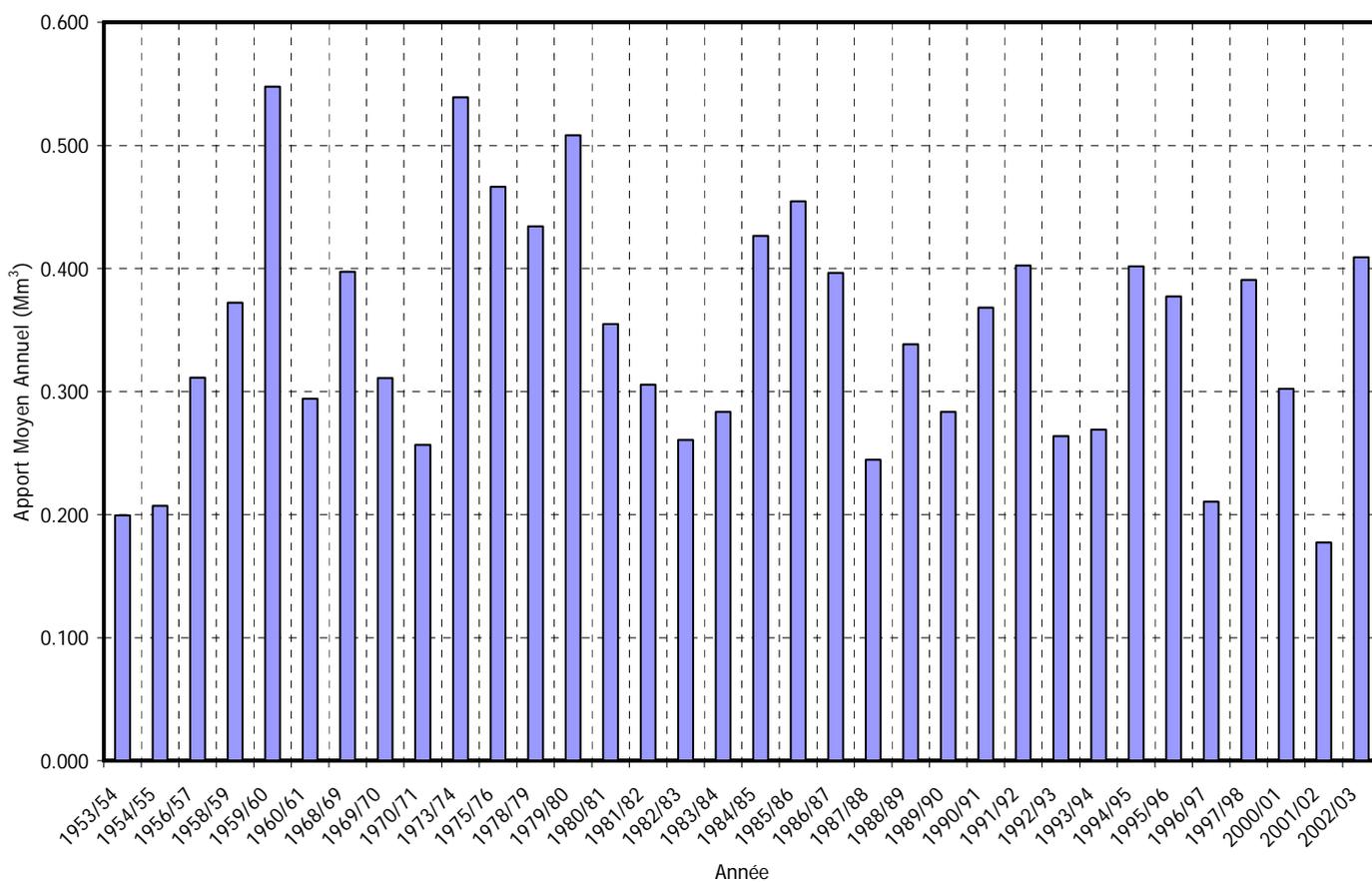


Figure N°III.12 : Apports Annuels



f) Coefficient d'asymétrie

$$C_s = \frac{n}{(n-1)(n-2)} \sum_{i=1}^n \left(\frac{X_i - \bar{X}}{\sigma} \right)^3 \quad C_s = 0,269$$

Avec : \bar{X} : Moyenne de la série des apports moyens annuels.

X_i : Apport moyen annuel.

n : Nombre d'années d'observations. ($n=34$)

σ : Ecart type de la série des apports moyens annuels.

Ce coefficient peut être calculé directement à l'aide du tableur **EXCEL**.

Les résultats des calculs des caractéristiques de l'écoulement sont récapitulés dans le **Tableau N°22**.

Tableau N°III.22 : Caractéristiques de l'écoulement

Lame d'eau écoulee moyenne Le	101,76 mm
Coefficient de l'écoulement C_e	0,191
Module spécifique M₀	3,227 l/s.km²
Module d'écoulement Q₀	0,0110 m³/s
Coefficient de variation C_v	0,56
Coefficient d'asymétrie C_s	0,27

III.4 Etude fréquentielle des apports

Ce travail est réalisé en ajustant la série reconstituée au site de la retenue à la loi **log –normale** nommée aussi loi de Galton, formulée ainsi :

$$A_{P\%} = \frac{\bar{A} e^{U \cdot \sqrt{\ln(C_v^2 + 1)}}}{\sqrt{C_v^2 + 1}}$$

Avec :

A_{P%} : Apport de fréquence donnée (**Mm³**);

\bar{A} : Apport moyen annuel (**Mm³**);

U : Variable réduite de Gauss qui est tabulée en fonction de **P%**;

C_v : Coefficient de variation;

Les résultats sont dans le tableau **N°23**.

Tableau N°III.23 : Etude fréquentielle des apports

Période de retour	1,25	2	5	10	100	1000
Fréquence	80	50	20	10	1	0,1
Fonction U	-0.845	0.00	0.845	1.284	2.327	3.089
AP% retenue	0.172	0.287	0.481	0.628	1.186	1.886

IV. ETUDE DES CRUES

IV.1. Généralités

En absence de stations et d'observations hydrométriques sur le bassin hydrographique, l'estimation des débits de crues fréquentielle se fera à partir d'un examen des formules empiriques : **méthode volumique, TURAZZA, MALLET-GAUTIER** et **GIANDOTTI**.

a. Méthode Volumique (Formule de SOKOLOVSKY)

$$Q_{\max} = \frac{0,28 P_{\text{tcp}\%} C_e S}{t_m} * f$$

0,28 : Coefficient de changement d'unité.

P_{tcp%} : Précipitation en **mm** de probabilité **P%** correspondant au temps de concentration **Tc**.

f : coefficient de forme de la crue, $f = \frac{12}{4+3\gamma}$ (hydrogramme triangulaire),

On prend $\gamma=2,50$ d'où $f=1,04$

γ	2,0	2,5	3,0	4,0
f	1,20	1,04	0,92	0,75

t_m : temps de montée, en heures où $t_m = f(t_a)$

t_a : étant la durée de l'averse $t_a = t_{c\gamma} = t_m$ cas des petits bassins versants

C_e : Coefficient de ruissellement en fonction de la fréquence,

Fréquence %	1	2	5	10	20	50	80	90
Période de Retour (an)	100	50	20	10	5	2	1,25	1,1
C_e	0,700	0,650	0,625	0,600	0,550	0,525	0,400	0,350

Tableau N°22 : Débits fréquentiels pour différents sous bassins obtenues par la méthode SOKOLOVSKI

Valeurs des débits des crues fréquentielles Q_{max} (m ³ /s)								
Fréquence (%)	1	2	5	10	20	50	80	90
Période de retour (ans)	100	50	20	10	5	2	1,25	1,1
Ce	0,700	0,650	0,625	0,600	0,550	0,525	0,400	0,350
P_{tcp%} (mm)	56,13	50,31	42,54	36,53	30,28	20,82	13,80	10,81
Q_{maxp%} (m³/s)	33,09	27,54	22,39	18,46	14,03	9,21	5,81	4,10

b. Formule de TURRAZA

$$Q_{max,p\%} = \frac{C_e P_{tcp\%} S}{3,6 tc} = \frac{C_e I_{tcp\%} S}{3,6}$$

S : superficie du bassin versant (km²) **S=3,40 Km²**.

C_e : Coefficient de ruissellement en fonction de la fréquence.

P_{tcp%} : pluies de durée égale au temps de concentration (mm)

I_{tcp%} : Intensité des pluies pour une fréquence donnée,

Tableau N°23 : Débits fréquentiels pour différents sous bassins obtenues par la méthode TURRAZA

Valeurs des débits des crues fréquentielles Q_{max} (m ³ /s)								
Fréquence (%)	1	2	5	10	20	50	80	91
Période de retour (ans)	100	50	20	10	5	2	1,25	1,1
Ce	0,700	0,650	0,625	0,600	0,550	0,525	0,400	0,350
I_{tcp%} (mm/h)	21,84	19,58	16,55	14,22	11,78	8,10	5,37	4,21
Q_{maxp%} (m³/s)	52,00	43,17	35,10	29,02	22,21	15,00	8,10	5,91

c. Formule de MALLET-GAUTHIER

$$Q_{\max,p\%} = 2K \log(1 + AP) \frac{S}{\sqrt{Lp}} \cdot \sqrt{1 + 4 \log T - \log(S)}$$

S : superficie du Bassin versant, (Km²); **S=3,40 Km²**.

P : pluie moyenne annuelle en (m); **P=0,53264mm**.

A : Coefficient régionale; **A=20**.

K : Constante du bassin Varie entre **1** et **3**; **K=2**.

T : période de retour en années.

Lp : longueur du talweg principale en (km) ; **Lp=2,04 Km**.

Tableau N°24 : Débits fréquents pour différents sous bassins obtenues par la méthode MALLET- GAUTHIER.

Valeurs des débits des crues fréquentielles Q_{\max} (m ³ /s)								
Fréquence (%)	1	2	5	10	20	50	80	91
Période de retour (ans)	100	50	20	10	5	2	1,25	1,1
$Q_{\max p\%}$ (m ³ /s)	15,96	14,79	13,07	11,60	9,91	7,09	5,08	4,37

d. Formule de GIANDOTTI

$$Q_{\max,p\%} = \frac{C.S.h_{tc,p\%} \sqrt{h_{\text{moy}} - h_{\text{min}}}}{4\sqrt{S} + 1,5L}$$

Avec : **S** : Surface du bassin versant en Km²; **S=3,40 Km²**.

L : Longueur du talweg principal en Km ; **L=2,04 Km**.

h_{moy} : Altitude moyenne en m ; **h_{moy}=1053,38 m**.

h_{min} : Altitude minimale en m ; **h_{min}=900,00 m**.

h_{tc,p%} : Lamme d'eau précipitée pour une probabilité donnée et une durée égale au temps de concentration des eaux en m ; **(Tableau N°15)**

C : Coefficient topographique variant entre 66 et 166; **C=166**.

Tableau N°25 : Débits fréquents pour différents sous bassins obtenues par la méthode GIANDOTTI

Valeurs des débits des crues fréquentielles Q_{\max} (m ³ /s)								
Fréquence (%)	1	2	5	10	20	50	80	91
Période de retour (ans)	100	50	20	10	5	2	1,25	1,1
h _{tc p%} (mm)	56,13	50,31	42,54	36,53	30,28	20,82	13,80	10,81
$Q_{\max p\%}$ (m ³ /s)	33,69	30,19	25,53	21,93	18,17	12,50	8,28	6,49

2. Choix du débit de crues

D'après les résultats obtenus par les différentes méthodes de calcul de débit de crues, on remarque que les valeurs obtenues par la méthode de **GIANDOTTI** et celle de **SOKOLOVSKY** sont proches l'une de l'autre et cela pour les différentes fréquences de calcul. Les valeurs obtenues par la méthode de **TURRAZA** sont importantes par rapport aux autres méthodes, tandis que celles données par la méthode de **MALLET GAUTHIER** sont faibles.

On remarque que les résultats obtenus par les méthodes de **GIANDOTTI** et de **SOKOLOVSKY** sont très proches des valeurs moyennes.

C'est pourquoi on considère les résultats donnés pour les premières méthodes, car les autres nous conduisent soit à un sous dimensionnement (**MALLET GAUTHIER**) ou à un surdimensionnement (**TURRAZA**).

Et comme la méthode de **GIANDOTTI** tient compte de plus de paramètres surtout des pluies à courtes durées qui sont responsables de la génération des crues exceptionnelles, on considère les débits obtenus par cette méthode comme les débits de crues de dimensionnement.

V. HYDROGRAMME DE CRUE

L'hydrogramme de crue sera établi selon la méthode de **SOKOLOVSKY**. Cette méthode assimile l'hydrogramme de crue à deux équations paraboliques, l'une pour la montée 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** $Q_d = Q_{max} \left(\frac{t_d - t}{t_d} \right)^y$

Avec : t_m : Temps de montée de la crue, $t_m = t_c$ (**Selon SOKOLOVSKY**)

t_d : Temps de la décrue $t_d = \delta t_m$.

δ : Coefficient qui dépend des caractéristiques du bassin versant, pour le bassin de la retenue $\delta = 3$

x et y : Puissance des courbes; $x = 2$, $y = 3$

Donc : $Q_m = Q_{max} \left(\frac{t}{2,57} \right)^2$ et $Q_d = Q_{max} \left(\frac{7,71 - t}{7,71} \right)^3$

Les résultats obtenus pour les différentes fréquences sont représentés dans les tableaux **N°26–27** et la Figure **N°07**.

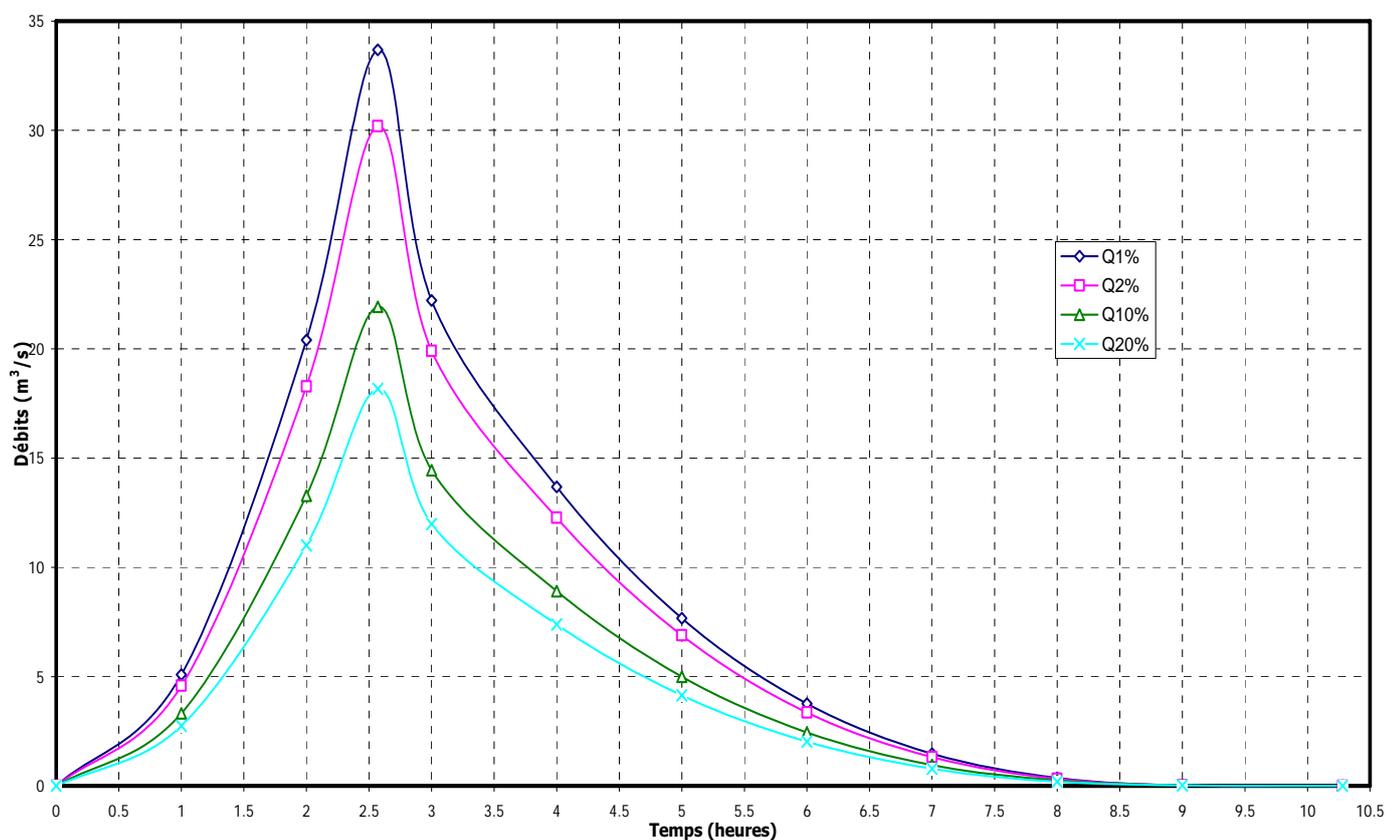
Tableau N°26 Débit de crue de montée

Temps (h)	0	1	2	2,57
Q1%	0	5,10	20,40	33,69
Q2%	0	4,57	18,29	30,19
Q10%	0	3,32	13,28	21,93
Q20%	0	2,75	11,00	18,17

Tableau N°27 Débit de crue de descente

Temps (h)	0	1	2	3	4	5	6	7	7,71
Q1%	33,69	22,21	13,68	7,68	3,75	1,46	0,37	0,03	0,00
Q2%	30,19	19,90	12,27	6,88	3,36	1,31	0,33	0,02	0,00
Q10%	21,93	14,45	8,91	5,00	2,44	0,95	0,24	0,02	0,00
Q20%	18,17	11,98	7,38	4,14	2,02	0,79	0,20	0,01	0,00

FIGURE N°III.13 : HYDROGRAMMES DE CRUES



VI. ESTIMATION DE LA CRUE DE PROJET

La crue de projet est définie comme étant la crue maximale que l'ouvrage doit être capable d'évacuer.

L'étude fait porté aux résultats réunis dans le Tableau **N°28**.

Tableau N°28 : crue de projet

Valeurs des débits des crues fréquentielles Q_{max} (m^3/s)								
Fréquence (%)	1	2	5	10	20	50	80	91
Période de retour (ans)	100	50	20	10	5	2	1,25	1,1
$h_{tcp\%}$ (mm)	56,13	50,31	42,54	36,53	30,28	20,82	13,80	10,81
$Q_{max\%}$ (m^3/s)	33,69	30,19	25,53	21,93	18,17	12,50	8,28	6,49

Pour la crue de projet, on adopte une période de retour **T=100ans** tandis qu'on adopte une période **T=20ans** pour la crue des travaux.

Pour le choix de la crue de projet parmi les différentes valeurs fournies par les formules examinées il n'y a pas une règle objective ou bien une valeur particulière à considérer.

Par conséquent, on propose ici d'adopter soit pour la crue de projet soit pour les crues des travaux respectivement deux valeurs intermédiaires entre ceux obtenus des calculs hydrologiques.

C'est-à-dire la crue de projet centennale

$$Q_{max100} = 33,69 \text{ m}^3/\text{s}$$

Et pour la crue des travaux (**20ans**)

$$Q_{max 20} = 25,53 \text{ m}^3/\text{s}$$

VII. TRANSPORT SOLIDE

On suppose que l'entier transport solide, concernant une période de **50 ans**, s'arrête dans le réservoir. Nous ferons recours aux formules empiriques et la méthode d'analyse régionale pour la quantification de l'apport solide.

VII.1. Formule de TIXERONT

Cette formule tient compte de la perméabilité du bassin versant et de la lame d'eau ruisselée **Le**. Le débit solide **Q_s** est donné par la formule :

$$Q_s = (S_1 T_1 + S_2 T_2 + S_3 T_3) S$$

Avec :

S_1 , S_2 et S_3 : Surfaces correspondantes aux différentes perméabilités du bassin versant en **Km^2** .

T_1 , T_2 et T_3 : Apports correspondantes aux différentes perméabilités du bassin versant en **$t/Km^2/an$** .

S : Surface du bassin versant en **Km²**.

$T_1 = 0,75L_e^{0.15}$ Bassin versant à forte perméabilité.

$T_2 = 350L_e^{0.15}$ Bassin versant à perméabilité moyenne.

$T_3 = 1400L_e^{0.15}$ Bassin versant à faible perméabilité.

Pour notre bassin versant, la perméabilité est moyenne donc :

$$T_a = \alpha L_e^{0.15}$$

T_a : Apport solide moyen annuel en suspension en **t/Km²/an**

Le : Lamé d'eau écoulée en mm (**Le=101,76mm**)

α : Paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant, **α=90** (moyenne)

$$V_m = \frac{Q_s \cdot T}{\delta_s}$$

δ_s Poids volumique de la vase en **t/Km³**. (**$\delta_s = 1,52 \text{ t/Km}^3$**)

VII.2. Formule de FOURNIER

Cette formule donne l'érosion spécifique E_s en tonne/Km².an :

$$E_s = \frac{1}{36} \left(\frac{P^2}{Pa} \right)^{2.65} \left(\frac{h^2}{S} \right)^{0.46}$$

P : Pluie du mois le plus arrosé en mm ; **P=348,00mm**.

Pa : Pluie moyenne interannuelle en mm ; **Pa=532,64mm**.

h : Dénivelée moyenne (**45%** de la différence entre les altitudes maximale et minimale en **m**) ;

S : Surface du bassin versant en Km² ; **S=3,40 Km²**.

VIII3 Méthode liée à l'érosion spécifique

Le volume mort est donné par la formule suivante :

$$V_{MORT} = \frac{E_s \cdot S \cdot T \cdot m}{\tau}$$

Où : **V_{MORT}** : Volume mort en m³ ;

E_s : Erosion spécifique en **T/Km².an** ; **Es=4,5 T/Km².an** Erosion moyenne

S : Surface du bassin versant en **Km²** ; **S=3,40 Km²**.

T : Durée de fonctionnement de la retenue en **an** ; **T=20 ans**.

m : Pourcentage des alluvions restant dans le lac ; **m=50**.

τ : Poids volumique de la vase en Kg/m³. **τ = 1,52 Kg/m³**.

Les résultats des différentes méthodes sont mentionnés dans le tableau **N°29**.

Tableau N°29 Calcul de l'apport solide

Apport solide m ³	Méthodes		
	TIXERONT	FOURNIER	l'Erosion spécifique
	10 068	14 205	10 066
Apport solide moyen V_{MORT} = 11 223			

Donc le volume mort, pour **20 ans** d'utilisation du réservoir, il ne devra pas être mineur de **10 000 m³**.

VIII. ETUDE DE REGULARISATION

VIII.1 Générales :

Le but de la régularisation consiste à déterminer les paramètres de la retenue sur l'oued **TAABANE** dans la commune d'El **OMARIA** et un mode d'exploitation, permettant ainsi une utilisation rationnelle des eaux et pour la satisfaction des consommateurs.

Selon les orientations de **I'A.N.B.T** (Agence Nationale des Barrages et Transferts) la retenue sur l'oued **TAABANE** dans la commune d'El **OMARIA**, doit satisfaire seulement les besoins en irrigation.

Pour la définition du volume de la retenue. On a tenu compte des conditions jouant sur la régularisation des masses d'eau, l'apport, l'évaporation, la consommation et les pertes par infiltration et évaporation.

Le calcul de la régularisation a été fait par la méthode du bilan d'eau.

VIII.2 Calcul de l'apport moyen inter-annuel **A_o**.

Les potentialités en eau du site s'évaluent à l'aide de l'apport moyen inter-annuel (**A_{moy}**). Le modèle rationnel des formules de calcul de l'apport se présente sous la forme suivante :

$$A_{moy} = C_e \cdot P_{moy} \cdot S$$

Où : **A_{moy}** : Apport moyen inter-annuel (**m³**) ;

P_{moy} : Pluviométrie moyenne inter-annuelle (**m**) ;

S : Surface du bassin versant au droit du site projeté (**m²**) ;

C_e : Coefficient d'écoulement (**sans dimension**).

Tableau N°30 : Les apports annuels (Mm³)

ANNEE	APPORT (Mm ³)	ANNEE	APPORT (Mm ³)
1953/54	0.199	1984/85	0.426
1954/55	0.207	1985/86	0.455
1956/57	0.311	1986/87	0.396
1958/59	0.372	1987/88	0.245
1959/60	0.548	1988/89	0.338
1960/61	0.294	1989/90	0.283
1968/69	0.397	1990/91	0.368
1969/70	0.311	1991/92	0.402
1970/71	0.257	1992/93	0.264
1973/74	0.539	1993/94	0.269
1975/76	0.466	1994/95	0.402
1978/79	0.434	1995/96	0.377
1979/80	0.508	1996/97	0.210
1980/81	0.355	1997/98	0.391
1981/82	0.305	2000/01	0.302
1982/83	0.260	2001/02	0.177
1983/84	0.284	2002/03	0.409
MOYENNE			0.346

- L'apport moyen inter-annuel : $A_0 = \frac{\sum_{i=1}^{34} A_i}{34}$ **$A_0 = 0,346 \text{ Mm}^3$**
- Coefficient de variation **Cv=0,56**
- L'écart type : **$\sigma = 0,096$**
- Coefficient d'asymétrie : **Cs = 0,269**
- Apport de fréquence **A_{p%}** :

$$A_{p\%} = \frac{\bar{A} e^{U \cdot \sqrt{\ln(C_v^2 + 1)}}}{\sqrt{C_v^2 + 1}}$$

Avec :

A_{p%} : Apport de fréquence donnée (**Mm³**);

\bar{A} : Apport moyen annuel (**Mm³**) ;

U : Variable réduite de Gauss qui est tabulée en fonction de **P_%** ;

C_v : Coefficient de variation ;

Tableau N°31 : Les apports mensuels fréquentiels de 80%

MOIS	JAN.	FEV.	MARS	AVRIL	MAI	JUIN	JUIL	AOUT	SEP	OCT	NOV	DEC	ANNEE
APPORT (%)	13,80	12,17	12,51	11,06	7,11	2,54	1,13	0,80	3,35	8,26	12,04	15,24	100,00
APPORT (Mm ³)	0,040	0,035	0,036	0,032	0,020	0,007	0,003	0,002	0,010	0,024	0,035	0,044	0,287

VIII.3 Calcul du volume utile sans tenir compte des pertes

La régularisation peut être saisonnière ou inter-annuelle, suivant le bilan apport-demande de l'année, c'est-à-dire lorsque l'apport annuel est supérieur à la demande, on optera pour une régularisation saisonnière.

Les données de base sont :

- L'apport (**Wr**) en **m³** ;
- La consommation (**U**) (irrigation) en **m³** ;
- Le volume mort pour le **NVM**.

Les résultats sont regroupés dans le tableau **N°32**.

TABLEAU N°32 REGULARISATION SAISONNIERE SANS TENIR COMPTE DES PERTES

MOIS	Wr	U	W-U	1 ère consigne		
				Vrf	Vri	S
OCTOBRE	23731	-	23731		10000	
				33731	33731	
NOVEMBRE	34599	-	34599	68330	68330	
DECEMBRE	43821	-	43821	115333	71512	43821
JANVIER	39672	-	39672	111184	71512	39672
FEVRIER	34970	-	34970	106482	71512	34970
MARS	35957	-	35957	107469	71512	35957
AVRIL	31783	5250	26533	98045	71512	26533
MAI	20423	15750	4673	76185	71512	4673
JUIN	7311	21000	-13689	57823	57823	
JUILLET	3243	26250	-23007	34816	34816	
AOUT	2295	21000	-18705	16111	16111	
SEPTEMBRE	9639	15750	-6111	10000	10000	
TOTAL	287,444	105000				185626

Wr : Apport mensuel (m³).

U : Consommation (m³).

V_{RF} : Volume de la retenue final (m³).

V_{RI} : Volume de la retenue initial (m³).

S : Volume excédentaire à évacuer (m³).

D'après la régularisation nous avons:

V_s : Volume excédentaire **V_s = 243 956 m³**

V_d : Volume déficitaire **V_d = 61 512 m³** **V_s > V_d**

Fonctionnement à un temps.

Le volume utile : **V_u = V_d = 61 512 m³**

Le volume au niveau normal de la retenue :

$$V_{NNR} = V_{mort} + V_{utile} = 10\ 000 + 61\ 512 = 71\ 512\ m^3$$

$$V_{NNR} = 71\ 512\ m^3$$

VIII.4 Calcul du volume utile en tenant compte des pertes

Calcul des pertes

a. Les pertes par infiltration : $P_{inf} = \frac{V_{moy}}{100} S$

Avec : V_{moy} : Volume moyen (m^3) $V_{moy} = \frac{V_{ri} + V_{ri+1}}{2}$

S : Coefficient qui dépend des conditions hydrologique de la cuvette. Dans notre cas, $S = 0,5 - 1,5$ (On prend $S=0,75$).

S_{moy} : Surface moyenne (km^2).

b. Les pertes par évaporation $V_{Em} = E_s \cdot S_{moy}$ et $E_c = K \cdot E$

Avec : E_s : Evaporation de la surface du plan d'eau en **mm**.

E : Evaporation mensuelle en mm.

K : Coefficient de l'étalonnage de l'évaporomètre.

S_{moy} : Surface du plan d'eau correspondant au volume moyen en **m²**.

Les valeurs moyennes mensuelles de l'évaporation mesurées au site de la retenue sont données par le tableau **N°33**.

Evaluation de l'erreur

Après avoir calculés V_u et $V_{u'}$, il faut vérifier la différence qui existe entre eux. Cette différence E n'est qu'une erreur relative qui l'on ne doit pas dépasser :

$$E = \frac{V_u - V_{u'}}{V_u} \cdot 100 \leq 1 \text{ à } 2 \%$$

WR : APPORT MENSUEL (M³).
E : ÉVAPORATION (MM).
V_{RI} : VOLUME DE LA RETENUE FINAL (M³).
S : VOLUME EXCEDENTAIRE A EVACUER (M³).
U : CONSOMMATION (M³).
V_{RF} : VOLUME DE LA RETENUE FINAL
VEVAP : VOLUME EVAPORE (M³).
VINF : VOLUME INFLITRE (M³)
M : VOLUME MOYEN (M³).
SM : SURFACE MOYENNE (M²).

D'après la régularisation nous avons:

V_s : Volume excédentaire **V_s = 243 956 m³**

V_d : Volume déficitaire **V_d = 61 512 m³** **V_s > V_d**

Fonctionnement à un temps.

Le volume utile : **V_u = V_d = 61 512 m³**

Le volume au niveau normal de la retenue :

V_{NNR} = V_{mort} + V_{utile} = 10 000 + 61 512 = 71 512 m³

TABLEAU N°34 REGULARISATION SAISONNIERE EN TENANT COMPTE DES PERTES

MOIS	W _R (m ³)	U(m ³)	Π (m ³)	W-U-Π (m ³)	1 ^{ERE} CONSIGNE			Vm (m ³)	Sm (m ³)	Es (mm)	Vevp (m ³)	Vinf(m ³)	Π (m ³)
					Vrf (m ³)	Vri (m ³)	S (m ³)						
OCTOBRE	23731	-	680	23050		10000		22775	6641	80	531	171	702
NOVEMBRE	34599	-	945	33654	33050	33050		49877	12001	46	552	374	926
DECEMBRE	43821	-	1061	42759	66704	66704		72218	16215	34	551	542	1093
JANVIER	39672	-	938	38733	109464	77732	31732	77732	17227	25	431	583	1014
FEVRIER	34970	-	1131	33839	116465	77732	38733	77732	17227	37	637	583	1220
MARS	35957	-	1566	34392	111571	77732	33839	77732	17227	64	1103	583	1686
AVRIL	31783	5250	1694	24839	112124	77732	34392	77732	17227	72	1240	583	1823
MAI	20423	15750	2097	2577	102571	77732	24839	77732	17227	97	1671	583	2254
JUIN	7311	21000	2573	-16262	80309	77732	2577	69601	15730	141	2218	522	2740
JUILLET	3243	26250	2271	-25278	61470	61470		48831	11799	170	2006	366	2372
AOUT	2295	21000	715	-19420	36192	36192		26482	7390	73	539	199	738
SEPTEMBRE	9639	15750	661	-6771	16771	16771		13386	4718	121	571	100	671
TOTAL	287444	105000	16333		10000	10000				960	12051	5,189	17239
							166111						

WR : APPORT MENSUEL (M³).
E : ÉVAPORATION (MM).
V_{RI} : VOLUME DE LA RETENUE FINAL (M³).
S : VOLUME EXCEDENTAIRE A EVACUER (M³).

D'après la régularisation nous avons:

U : CONSOMMATION (M³).
V_{RF} : VOLUME DE LA RETENUE FINAL
SM : SURAFCE MOYENNE (M²).
VEVAP : VOLUME EVAPORE (M³).
VINF : VOLUME INFLITRE (M³)
VM : VOLUME MOYEN (M³).

V_s : Volume excédentaire **V_s = 231 266 m³**

V_d : Volume déficitaire **V_d = 67 732 m³** **V_s > V_d**

Fonctionnement à un temps.

Le volume utile : **V_u = V_d = 67 732 m³**

Le volume au niveau normal de la retenue :

$$\mathbf{V_{NNR} = V_{mort} + V_{utile} = 10\ 000 + 67\ 732 = 77\ 732\ m^3}$$

E₁ = 8,00% il faut faire d'autres itérations.

TABLEAU N°35 REGULARISATION SAISONNIERE EN TENANT COMPTE DES PERTES

MOIS	W _R (m ³)	U (m ³)	P (m ³)	W-U-P (m ³)	1 ^{ERE} CONSIGNE		
					V _{rf} (m ³)	V _{ri} (m ³)	S (m ³)
OCTOBRE	23731	-	702	23029		10000	
					33029	33029	
NOVEMBRE	34599	-	926	33673			
					66702	66702	
DECEMBRE	43821	-	1093	42728			
					109429	78033	31,396
JANVIER	39672	-	1014	38658			
					116691	78033	38,658
FEVRIER	34970	-	1220	33750			
					111783	78033	33,750
MARS	35957		1686	34272			
					112305	78033	34,272
AVRIL	31783	5250	1823	24710			
					102743	78033	24,710
MAI	20423	15750	2254	2419			
					80452	78033	2,419
JUIN	7311	21000	2740	-16429			
					61604	61604	
JUILLET	3243	26250	2372	-25379			
					36225	36225	
AOUT	2295	21000	738	-19443			
					16782	16782	
SEPTEMBRE	9639	15750	671	-6782			
					10000	10000	
TOTAL	287444	105000	17239				
							165,205

D'après la régularisation nous avons:

V_s : Volume excédentaire **V_s = 233 238 m³**

V_d : Volume déficitaire **V_d = 68 033 m³** **V_s > V_d**

Fonctionnement à un temps.

Le volume utile : **V_u = V_d = 68 033 m³**

Le volume au niveau normal de la retenue :

$$V_{NNR} = V_{mort} + V_{utile} = 10\ 000 + 68\ 033 = 78\ 033\ m^3$$

Evaluation de l'erreur

Après avoir calculés V_u et V_{u'}, il faut vérifier la différence qui existe entre eux. Cette différence **E** n'est qu'une erreur relative qui l'on ne doit pas dépasser :

$$E = \frac{V_u - V_{u'}}{V_{u'}} \cdot 100 \leq 1 \text{ à } 2\ \% \quad \mathbf{E = 0,39\% \text{ admissible.}}$$

Conclusion

On maintient les résultats trouvés par la méthode du bilan d'eau pour le calcul de la régularisation, on trouve :

Volume utile : $V_u = 70\ 000\ m^3$

Volume au niveau normale de la retenue $V_{NNR} = 80\ 000\ m^3$

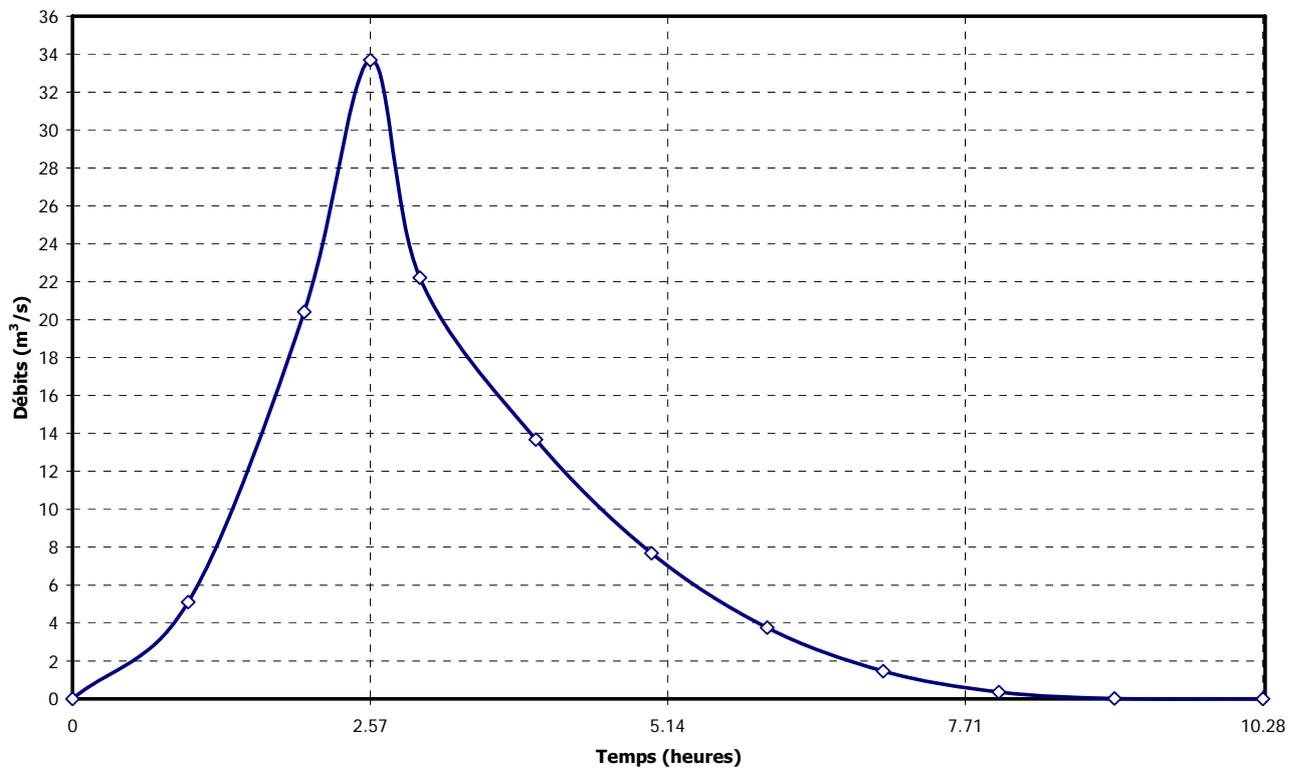
IX. LAMINAGE DE CRUE

IX.1 Hydrogramme de crue

Dans cette partie, on examine le laminage de la crue de projet pour différentes longueurs du déversoir.

L'hydrogramme de crue est représenté dans la figure N°12, qui est toujours celui de la crue centennale.

Figure N°III.14 : HYDROGRAMME DE CRUE



IX.2 Programme de simulation mathématique

Le calcul d'écrêtement de la crue se base sur l'équation de continuité :

$$Q_{crue} - Q_{dev} = \frac{dV}{dt}$$

Et sur le gradient de volume ΔV supposé constant autour de la retenue normale.

Etant donné :

L_s : Longueur du seuil déversant;

μ_s : Coefficient d'écoulement sur le seuil; égal à **0.44**

NNR : Niveau normale de la retenue

Le débit déversé est calculé par la formule

$$Q_{dev} = L_s \cdot \mu_s \sqrt{2g} h^{3/2}$$

Où : **h** : Hauteur du plan d'eau au dessus du seuil ;

L_s : Largeur du seuil.

Le pas du temps **T** est fixé par le pas de calcul Δt : $t_{i+1} = t_i + \Delta t$

IX.3 Laminage de crue de projet

Les résultats de laminage sont regroupés dans les tableaux suivants :

Données		Largeur (m)	Hauteur (m)	Débit (m ³ /s)	Surface (m ²)	Vitesse (m/s)	V _d (m ³)
g	9,81	2	0,25	0,49	2,5	0,19	5012
α	1	4	0,5	2,76	6	0,46	10023
2*g	19,62	6	0,75	7,6	10,5	0,72	15081
2.g^{0,5}	4,429	8	1	15,6	16	0,97	20109
Q_{1%}	33,69	10	1,25	27,2	22,5	1,21	26504
W_{1%}	332640	12	1,5	43	30	1,43	32546
m	0,44						

la hauteur de pelle (**P=1m**)

H (m)	vitesse (m/s)	H _{Total} (m)	Débit (m ³ /s)					
			2	4	6	8	10	12
0,25	0,195	0,25	0,34	0,9	1,4	1,9	2,4	2,8
0,5	0,459	0,5108	0,95	2,7	4,0	5,3	6,7	8,0
0,75	0,723	0,7767	1,75	4,9	7,3	9,8	12,2	14,7
1	0,974	1,0484	2,69	7,5	11,3	15,1	18,8	22,6
1,25	1,211	1,3247	3,77	10,5	15,8	21,0	26,3	31,6
1,5	1,432	1,6045	4,95	13,8	20,8	27,7	34,6	41,5

H (m)	V _d (m ³)	q (m ³ /s)	b (m)					
			2	4	6	8	10	12
0,25	5012	33,182	0,34	0,9	1,4	1,9	2,4	2,8
0,5	10023	32,675	0,95	2,7	4,0	5,3	6,7	8,0
0,75	15081	32,163	1,75	4,9	7,3	9,8	12,2	14,7
1	20109	31,653	2,69	7,5	11,3	15,1	18,8	22,6
1,25	26504	31,006	3,77	10,5	15,8	21,0	26,3	31,6
1,5	32546	30,394	4,95	13,8	20,8	27,7	34,6	41,5

IX.4 Synthèse des résultats

Dans le tableau suivant on report les paramètres principaux des laminages examinée :

Tableau N°36 Résultats de laminage

CHARGE AU DESSUS DU DEVERSOIR H(m)	Largeur du déversoir b(m)					
	b=2	b=4	b=6	b=8	b=10	b=12
	Débit q (m ³ /s)					
0,25	0,34	0,9	1,4	1,9	2,4	2,8
0,50	0,95	2,7	4,0	5,3	6,7	8,0
0,75	1,75	4,9	7,3	9,8	12,2	14,7
1,00	2,69	7,5	11,3	15,1	18,8	22,6
1,25	3,77	10,5	15,8	21,0	26,3	31,6
1,50	4,95	13,8	20,8	27,7	34,6	41,5

Figure N°III.15 : Laminage des crues

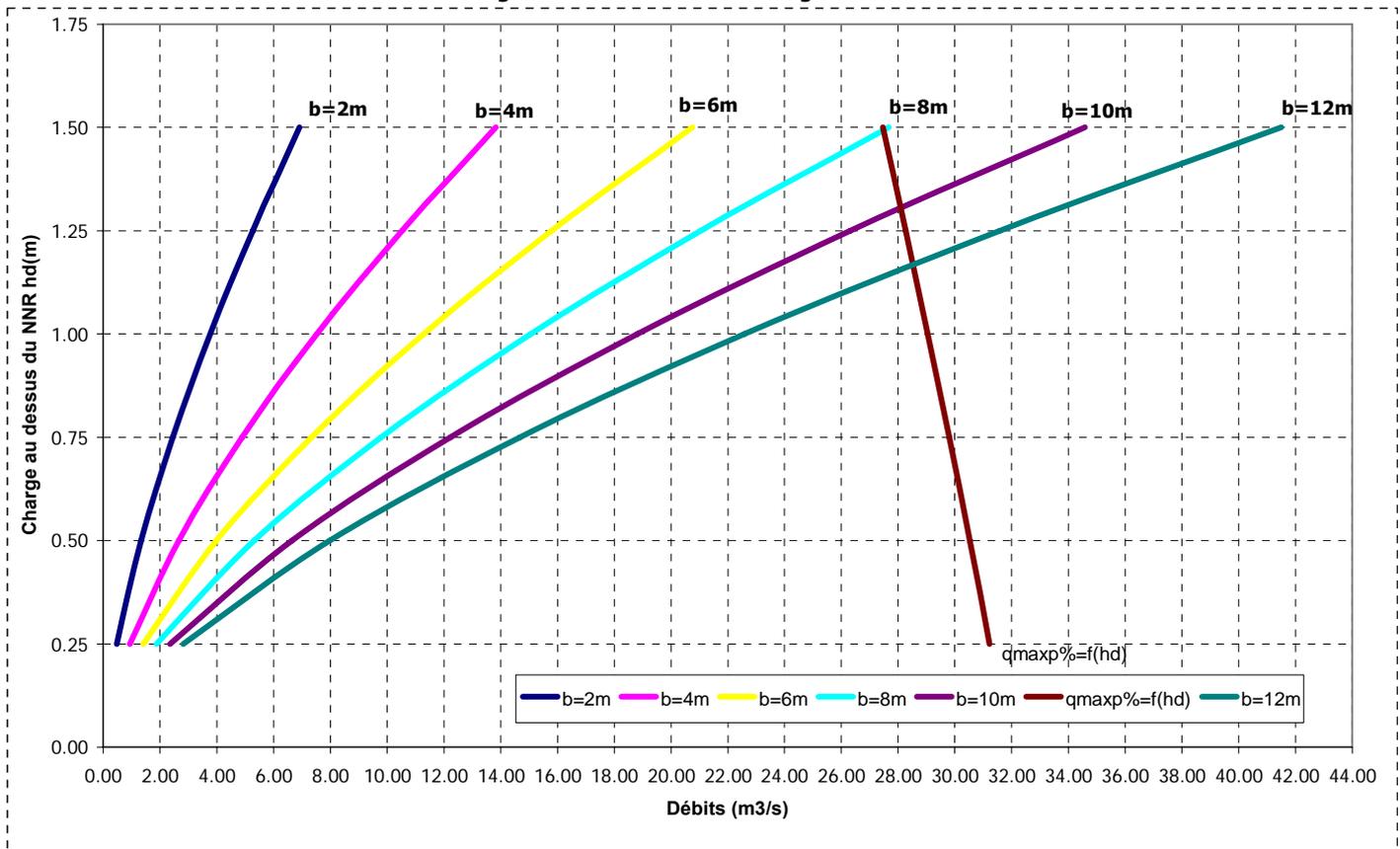


Tableau N°37 Débits déversants en fonction de la hauteur forcée

Largeur (m)	2	4	6	8	10	12
Hauteur déversante (m)	-	-	-	1,48	1,31	1,17
Débit (m ³ /s)	-	-	-	27,40	28,10	28,50

INTRODUCTION

Simultanément à la recherche et à la sélection des sites, on doit réfléchir aux différents types d'ouvrages envisageables au vu des conditions géologiques, hydrologiques et topographiques qu'on aura relevées.

En fait si l'éventail des retenues collinaires est assez large, quelques critères simples pourraient parfois nous permettre très vite de distinguer toutes les variantes susceptibles d'être sur le site.

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

I. ETUDE DES VARIANTES

I.1 ETUDE DES VARIANTES DE LA DIGUE

Simultanément à la recherche et à la sélection des sites, on doit réfléchir aux différents types d'ouvrages envisageables au vu des conditions géologiques, hydrologiques et topographiques qu'on aura relevées.

En fait si l'éventail des retenues collinaires est assez large, quelques critères simples pourraient parfois nous permettre très vite de distinguer toutes les variantes susceptibles d'être sur le site.

Pour le choix du type de retenues à projeter, il faut tenir compte des conditions topographiques et apports du bassin versant, car c'est le volume de la retenue qui conditionne toute la conception de la retenue. On cherche en effet à disposer d'un volume d'eau pour l'irrigation des terres en aval du site choisi.

D'après les calculs faits dans les missions Etude Préliminaire, Etude Topographique et Etude Hydrologique, on constate que le bassin versant autorise le remplissage de la retenue.

Comme tout ouvrage est lié à son environnement, la morphologie de la vallée joue un rôle très important dans le choix du type de l'ouvrage mieux adapté.

Notre vallée est relativement étroite ce qui convient à la fois à un aménagement d'une digue en remblais ou d'une retenue poids.

Le choix de certains types d'ouvrages est quasiment conditionné par des considérations socio-économiques qui à savoir la disponibilité de la main d'œuvre, les objectifs généraux du projet et les sujétions d'entretien.

Sur la base des résultats du rapport hydrologique et des reconnaissances géologiques, on a eu à développer des variantes pour la retenue collinaire, et en nous appuyant sur des considérations géologiques et géotechniques on à opter pour des variantes de retenues en matériaux locaux (Enrochements et Argiles) dont on effectuera l'étude de comparaison, on optera pour la meilleure variante.

Nous proposons à ce stade de l'étude deux variantes à savoir :

1. Digue homogène en argile avec tapis et prisme de drainage.
2. Digue zonée en enrochement avec noyau argileux.

I.1.1 Description des deux variantes

a) Variante 01

Digue homogène :

C'est un remblai homogène constitué d'argiles imperméables avec un tapis et un prisme de drainage en aval, le parement amont est protégé en enrochement avec des zones de transition entre les argiles et les enrochements.

Profil de la retenue

En considérant un volume utile de **70 000 m³**, la longueur de couronnement de la retenue mesurée à partir du plan topographique est de **81,25m**. La largeur en crête est de **6,50m**, les pentes des parements qui sont en amont de **1/3,0** et en aval de **1/2,5**, ajoutons à cela la présence du prisme de drainage.

C'est une variante très économique et très étanche, et comme on dispose de sols fins de qualité satisfaisante et en quantité suffisante, ajoutant à cela la facilité d'exécution de cette variante.

b) Variante 02

C'est une variante qui ressemble à la première sauf qu'on ajoute un noyau central qui assure l'étanchéité de la digue, avec des recharges en enrochement et on garde le même système de drainage.

Et comme on dispose d'un matériau imperméable en qualité et en quantité suffisante. Le choix d'une digue homogène avec un système de drainage adéquat est imposé.

Pour le choix de la largeur du déversoir, il faut faire une étude d'optimisation entre la digue et l'évacuateur de crues.

I.1.2 ETUDE D'OPTIMISATION

Le but de cette étude est la détermination de la largeur optimale du déversoir.

Le calcul consiste à évaluer le coût approximatif du projet (l'évacuateur de crue + la digue à partir des différentes largeurs du déversoir).

Le coût de la digue pour différentes côtes de crête reste conditionné par la largeur du déversoir. Le coût de l'évacuateur est en fonction directe avec la longueur du seuil déversant.

1. Dimensionnement préalable de la digue

Pentes des talus

Tableau: Détermination des pentes des talus.

Hauteur de barrage (m)	Type de barrage	Pentes des talus	
		Amont (m ₁)	Aval (m ₂)
<5m	❖ Homogène	1/2,5	1/2
	❖ Zoné	1/2	1/2
5 à 10m	❖ Homogène, granularité étendue	1/2	1/2
	❖ Homogène à fort pourcentage d'argile	1/2,5	1/2,5
	❖ Zoné	1/2	1/2,5
>10m	❖ Homogène, granularité étendue	1/2,5	1/2,5
	❖ Homogène à fort pourcentage d'argile	1/3	1/2,5
	❖ Zoné	1/3	1/2,5

Amont : m₁=3,00 Aval : m₂ =2,50

a. Revanche :

Connaissant la longueur du **Fetch**, on obtient la revanche en utilisant des formules empiriques :

$$L = 0,525 \text{ Km}$$

TABLEAU N°01 CALCUL DE LA REVANCHE

AUTEUR	FORMULES	RESULTATS
STEVENSON	$R = 0,75h_v + \frac{V^2}{2g}$	1,48
	$h = 0,75 + 0,34\sqrt{F} - 0,26\sqrt[4]{F}$	0,78
MALLET et PAQUANT	$h_v = 0,5 + 0,33\sqrt{F}$	0,74
Formule simplifiée	$R = 1 + 0,3\sqrt{F}$	1,22

Valeur adoptée : **R=1,32m** (pour plus de sécurité).

b. La largeur en crête :

1. Selon KNAPEEN

$$b_{cr} = 1,65\sqrt{H}$$

2. Selon E.F.PREECE.

$$b_{cr} = 1,10\sqrt{H} + 1 \quad H : \text{Hauteur du barrage.}$$

1.1.2 Calcul du coût de la digue

Le coût de la digue est déterminé par la manière suivante :

- Le volume du barrage est déterminé en effectuant le calcul suivant :
- On trace le profil longitudinal du barrage, on choisit des sections à travers le 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. $N_{cr} = NNR + H + R$

Où : NNR : Le niveau normal de la retenue.

H : La charge déversante

R : La revanche

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

L'aire de la section transversale du barrage pour la coupe «i» est déterminé 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.

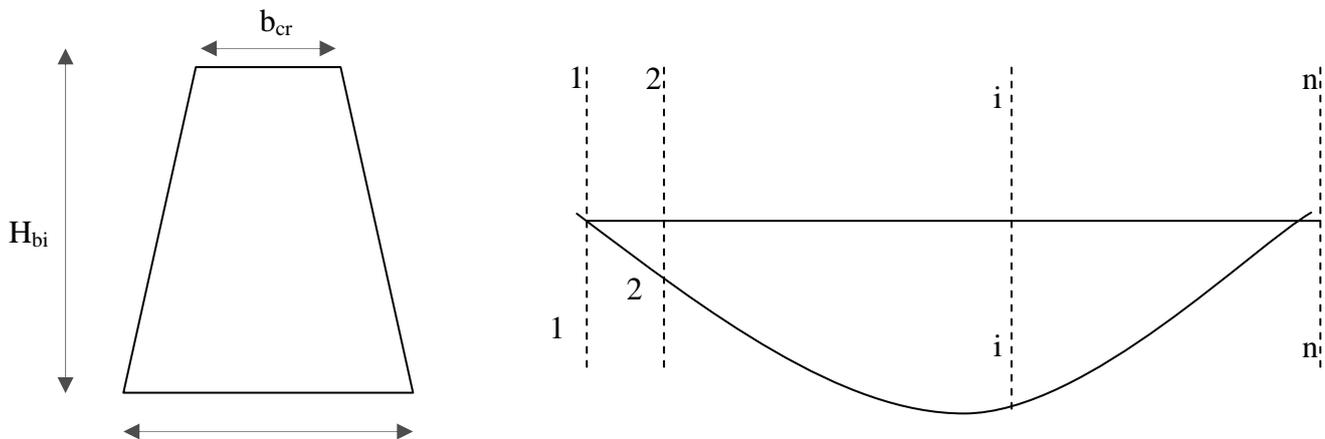
Le volume total du barrage s'obtient par la somme des volumes partiels de ses sections.

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

Avec :

$$V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot d$$

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



En fixant le prix d'1m³ de remblai à **500,00DA**, les coûts de la digue pour différentes largeurs du déversoir sont présentés dans le tableau N°02 :

Tableau N°02 Caractéristique de l'ouvrage

Longueurs déversantes (m)	Charge H (m)	Hauteur du barrage (m)	Largeur B_{cr} (m)	Longueur en crête (m)
8	1,48	17,50	102,75	81,25

10	1,31	17,33	101,82	80,05
12	1,17	17,19	101,05	79,50

1.1.3 Calcul du volume de l'ouvrage

Tableau N°03 Calcul du coût de l'ouvrage

Longueurs déversantes (m)	Charge H (m)	Valeur des remblais Vr (m ³)	Coût du remblai (DA)
8	1,48	12 279	14 735 061
10	1,31	12 012	14 415 000
12	1,17	11 750	14 100 150

1.1.4 Calcul du coût de l'évacuateur de crue

1. Coût des excavations

Le volume d'excavation est déterminé en utilisant le profil en long de l'évacuateur de crue, le prix d'1 m³ d'excavation est de **1000 DA**.

a) Coût du déversoir

Nous avons choisi un profil à seuil mince, la variation de la charge sur le déversoir, entraîne le changement de son profil, ainsi pour chaque charge sur le déversoir, correspondant à une section.

Pour le calcul du coût de déversoir, on a estimé que le prix d'un mètre cube du béton armé est de **25000 DA**.

Les résultats de calcul des coûts des excavations et du déversoir pour différentes largeurs déversantes sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau N°04 Calcul du coût du déversoir

Largeurs déversantes (m)	Charge H (m)	Volumes d'excavations V(m ³)	Coût d'excavation DA	Section du déversoir S(m ²)	Volume du déversoir v(m ³)	Coût du déversoir DA	Coût total (ex+dév) DA
8	1,48	1078.095	1 078 095	8,0305	64.2424	1 284 848	2 362 943
10	1,31	1293.714	1 293 714	8,0305	80.303	1 606 060	2 899 774
12	1,17	1509.333	1 509 333	8,0305	96.3636	1 927 272	3 436 605

b) Coût du coursier

Les caractéristiques du coursier sont les suivantes :

- La longueur du coursier est **L=80,00m**
- La hauteur du mur $H = h_{cr} + R$, $h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{b^2.g}}$, **R=0,45m.**
- La largeur du coursier est : $b = Q^{0.4}$
- L'épaisseur est $e = 0,3m$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau N°05 Calcul du coût du coursier

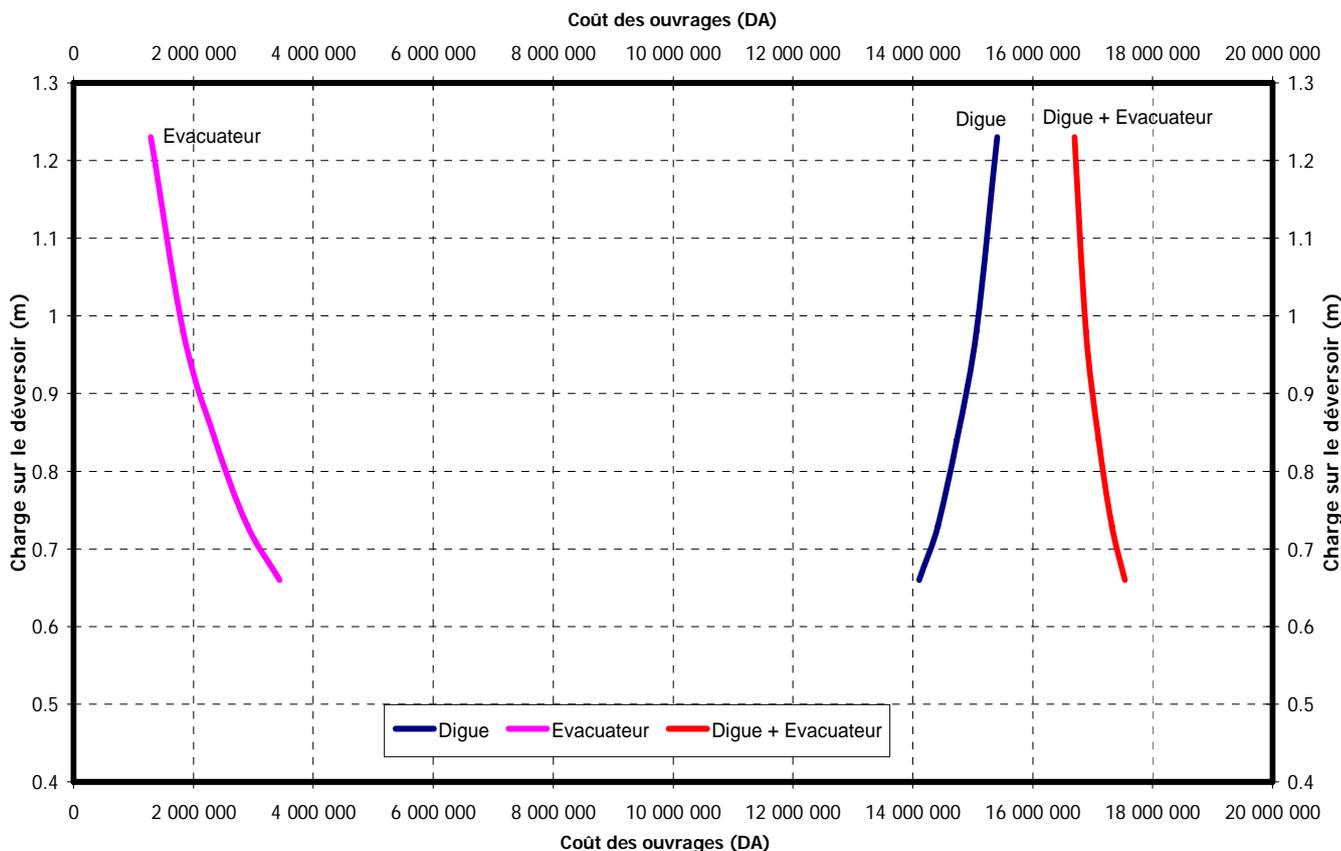
Longueurs déversantes L (m)	Débits déversés (m ³ /s)	Sections (m ²)	Volume du béton (m ³)	Coût du coursier (DA)
8	27.40	1.20	42.05	1 051 129
10	28.10	1.20	41.90	1 047 484
12	28.50	1.19	41.60	1 040 106

- Coût total de la digue plus l'évacuateur de crue :

Tableau N°06 Etude d'optimisation

Longueurs déversantes (m)	Coût déversoir + excavation (DA)	Coût de Coursier (DA)	Coût total de l'évacuateur de crue (DA)	Coût de la Digue (DA)	Coût total (DA)
8	2 899 774	1 047 484	3 947 258	14415000	18 362 258
10	3 436 605	1 040 106	4 476 711	14100150	18 576 860
12	1 289 281	1 083 197	2 372 478	15408926	17 781 405

Figure N°01 Etude d'optimisation



1.1.5 Conclusion

De la courbe d'optimisation, on tire la largeur du déversoir optimale qui est L=8m.

Cette longueur correspond à H=1,48m $Q_{dev}=27,40 \text{ m}^3/\text{s}$

1.2 CONCEPTION DE LA DIGUE

La digue proposée est une digue en remblai homogène avec un tapis et un prisme de drainage.

1.2.1 Détermination de la revanche

La revanche est prévue à faire face au déferlement des vagues.

$$R=1,32\text{m}$$

1.1.3 Détermination de la hauteur du barrage

$$H_b = H_{NNR} + H_F + R$$

H_b : Hauteur du barrage.

H_{NNR} : Hauteur correspondant au niveau normal de la retenue.

R : Revanche.

$$H_b = 14,70 + 1,48 + 1,32 = 17,50\text{m}$$

$$\mathbf{H_b = 17,50m}$$

a) Largeur en crête du barrage

Calculer selon :

1. Formule de T.KNAPPEN :

$$b_{cr} = 1,65\sqrt{H}$$

H : Hauteur du barrage (m).

$$b_{cr} = 6,90\text{m}$$

2. Formule de PREECE :

$$b_{cr} = 1,10\sqrt{H} + 1$$

H : Hauteur du barrage (m).

$$b_{cr} = 5,60\text{m}$$

On prend

$$\mathbf{b_{cr} = 6,50m}$$

b) Pentés des talus :

Les talus ont en général des pentes variables

A mont $m_1 = 3,0$

Aval $m_2 = 2,5$

Les pentes du talus peuvent être corrigées dans le cas où la stabilité ne serait pas vérifiée.

c) Dimensionnement du parafouille :

- Profondeur $h = 1,5\text{m}$.
- Largeur maximale = 7m.
- Largeur minimale = 4m.
- Pente de parafouille = 1

d) Protection des talus :

Les talus sont susceptibles à plusieurs dangers tel que :

- Erosion causée par les vagues de la retenue, ruissellement de la pluie ou des vents.
- Action de l'homme.
- Animaux creuseurs.

a) Talus aval

Une couche de gravillons est proposée avec une épaisseur de 20cm.

b) Talus amont

On prévoit une protection en enrochement avec une zone de transition.

e) Calcul de l'épaisseur du revêtement

Paramètres du revêtement : Le diamètre moyen de la pierre réduit en une sphère, d'où :

$$Dp = \sqrt[3]{\frac{Q}{0,524 \cdot \gamma_p}}$$

Où : γ_p : Poids volumique de la pierre ($\gamma_p=25 \text{ KN/m}^3$).

Q : Poids d'une pierre, calculée par la formule suivante.

$$Q = \frac{0,025 \cdot \gamma_p \cdot h^2 \lambda}{\left(\frac{\gamma_p}{\gamma_w} - 1\right)^3 \sqrt{1 + (m_1)^3}}, \text{ en tonne}$$

Où :

γ_w : Poids volumique de l'eau en tf/m^3 .

h : Hauteur des vagues.

λ : Longueur d'onde de la vague en m.

Selon LABOZOVSKY :

$$\lambda = \alpha \lambda_0$$

$$h = B h_0$$

Où :

λ_0 et h_0 : Valeurs calculées en eau profonde.

α et B : Coefficient en fonction de la hauteur maximale d'eau dans la retenue.

Avec :

$$h_0 = 0,073 \text{ KW} \sqrt{D\varepsilon}$$

$$\lambda_0 = 0,073 \text{ W} \sqrt{D/\varepsilon}$$

K : Coefficient caractérisant l'intensité et l'accroissement de la vague

$$K = 1 + e^{-0,44D/W}$$

ε : Cambure de la vague.

$$\varepsilon = 1/(9 + 19e^{-14/W})$$

D : Longueur d'élan qui devra vérifier la condition

$$D < D_{cr} = 30W^2 \cdot \varepsilon \quad D = 1,87 \text{ Km.}$$

$$W = 24 \text{ m/s.}$$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau N°07 Détermination de la protection du talus amont

Formule	Valeur
$\varepsilon = 1 / (9 + 19e^{-14/W})$	0,05
$K = 1 + e^{-0,44D/W}$	2,03
$\lambda_0 = 0,073 W \sqrt{D/\varepsilon}$	10,71
$h_0 = 0,073 KW \sqrt{D\varepsilon}$	1,08
h_0 / λ_0	0,10
$\alpha = f(h_0 / \lambda_0)$	0,40
$B = f(h_0 / \lambda_0)$	0,54
$h = Bh_0$	0,58
$\lambda = \alpha \lambda_0$	4,28

$$Q = \frac{0,025 \cdot 25 \cdot (0,58)^2 \cdot 4,28}{\left(\frac{25}{10} - 1\right)^3 \sqrt{1 + (2,5)^3}} = 0,084 \text{ K.N}$$

$$Q = 0,084 \text{ K.N}$$

Donc :

$$D_p = \left[\frac{0,084}{0,524 \cdot 25} \right]^{1/3}$$

$$D_p = 0,18 \text{ m}$$

$$D_p = 0,20 \text{ m}$$

L'épaisseur de la couche est estimée à

$$\delta = (2,5 \div 3) D_p$$

$$\delta = 0,80 \text{ m}$$

f) Disposition des drains et filtres

1. Les filtres

Les filtres jouent un rôle considérable dans la sécurité des barrages en terre, permettant de baisser le niveau de la ligne phréatique et assurer l'évacuation libre de l'eau de filtration, ainsi la prévention de l'utilisation de tel sol comme une couche de transition, peut être effectuer selon les recommandations de TERZAGUI.

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4$$

D_{15} : Diamètre des particules du sol protégent correspond à 15%

d_{85} : Diamètre des particules du sol protéger correspond à 85%

1.1 Calcul des filtres inversés et zones de transition Sous couche du talus amont.

- Selon la condition de TERZAGUI, une couche filtrant sous les pierres est indispensable si $\frac{D_{15}}{d_{85}} > 4$

$D_{15} = 20\text{mm}$: (Enrochement) Diamètre des particules à 15%

$d_{85} = 16,50\text{mm}$: (Gravier) Diamètre des particules à 85%

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{20}{16,50} = 1,21 < 4.$$

La condition de TERZAGUI n'est pas vérifiée donc, une couche filtrante n'est pas nécessaire, on doit prévoir une couche de préparation, c'est à dire une couche de revêtement allégée d'un diamètre compris dans la fourchette (20 ÷ 40) mm afin d'avoir une uniformité du talus amont, cette couche sera d'une épaisseur de 0,20m.

a) Vérification du contact noyau, recharge (gravier)

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4$$

D_{15} : Diamètre des particules des recharges (gravier).

d_{85} : Diamètre des particules du corps du noyau (argile).

$D_{15} = 0,4 \text{ mm}$

$$d_{85} = 0,06 \text{ mm}$$

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0,14}{0,06} = 6,66 > 4 \text{ Donc il est nécessaire de prévoir un filtre.}$$

b) Détermination de la granulométrie du filtre

$$D_{15}^F = (3 \div 4)d_{85} = (3 \div 4).0,06 \text{ mm}$$

Avec :

$d_{85} = 0,06\text{mm}$ Diamètre à 85% du sol de noyau (argile)

$$D_{15}^F = (0,18 \div 0,24)\text{mm} \quad D_{15}^F = 0,20\text{mm}$$

D'après le fuseau granulométrique, on remarque une bonne satisfaction de la condition.

$$D_{15}^F : \text{varie entre } 0,14 \div 0,4\text{mm}$$

On peut aussi justifier l'utilisation du sol du fuseau N°3 comme filtre d'une autre manière, détermination des limites de la courbe granulométrique du filtre par la condition suivante :

$$12 < \frac{D_{50}^F}{d_{50sol}} < 58$$

Avec :

D_{50}^F : Diamètre des particules du sol du filtre correspond à 50%.

$$D_{50}^F = 0,75\text{mm}$$

d_{50}^{sol} : Diamètre des particules du sol du noyau argile, correspondant

à 50%, $d_{50}^{sol} = 0,016\text{mm}$

$$\frac{D_{50}^F}{d_{50}^{sol}} = \frac{0,75}{0,016} = 46$$

$12 < 46 < 58$ La condition est vérifiée.

Donc l'utilisation des fuseaux N°3 comme filtre est justifiée.

On prévoit alors, une couche de filtre d'épaisseur 2m qui assurera une transition sans filtration de formation.

c) Vérification de la condition d'absence de phénomène de renard, dans le filtre choisi :

La condition de l'absence du renard au massif du sol.

$$\frac{D_5^F}{D_{17}^F} \geq 0,32 \sqrt[4]{UF} (1 + 0,05.UF) \frac{n}{n-1}$$

UF : Coefficient d'hétérogénéité du sol du filtre.

$$UF = \frac{D_{60}^F}{D_{10}^F} = \frac{1,2}{0,18} = 6,67$$

$$D_5^F = 0,12mm$$

$$D_{17}^F = 0,25mm$$

$$n = n_0 - 0,1 \log (UF)$$

$$n^{\circ} = 0,45$$

$$n = 0,45 - 0,1 \log 6,67$$

$$n = 0,32$$

Ce qui donne

$$0,32 \sqrt[6]{6,67} (1 + 0,05.6,67) \frac{0,32}{1 - 0,32} = 0,27$$

$$\frac{D_5^F}{D_{17}^F} = 0,48 \geq 0,27$$

Il n'y a pas de risque de l'apparition du phénomène du renard dans le filtre.

d) Vérification de la suffisance de la perméabilité du filtre :

$$K_f > (2 + \sqrt[6]{UF})K_n$$

Où : K_f : Coefficient de perméabilité du filtre 10^{-4} m/s

K_n : Coefficient de perméabilité du noyau $4,35 \cdot 10^{-10}$ m/s.

$$UF = \frac{D_{60}^F}{D_{10}^F} = 6,67$$

$$(2 + \sqrt[6]{UF})K_n = 1,47 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$$

$$K_f > 1,47 \cdot 10^{-9}$$

Donc, la perméabilité du filtre est suffisante.

2. Les drains

On construit les drainages dans les retenues en terre dans le cas où la hauteur de ces retenues est égale ou supérieure à 6m. Ils sont destinés pour l'abaissement de la courbe de dépression, pour la prévention de la sortie de l'écoulement souterrain au bief aval.

Le drainage a deux parties fondamentales : De réception (de prise d'eau) et d'évacuation.

2.1 Dimensionnement du prisme

Fruits des talus

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

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

➤ Hauteur

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

H_b : Hauteur du barrage **$H_b=17,50 \text{ m}$**

On prend, $h_d=0,15H_b$ et on opte

$$h_{dr}=2,50 \text{ m}$$

➤ Largeur en sommet

$$b_{dr}=(1/3\div 1/4)h_{dr}$$

$$b_{dr}=(1/3).2,50=0,80\text{m,}$$

$$\text{on prend } b_{dr}=3,00\text{m}$$

➤ Largeur en base :

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

$$B=10,50 \text{ m}$$

2. RESEAU D'ECOULEMENT

2.1 LES INFILTRATIONS

A travers le massif ainsi qu'à travers la fondation d'un ouvrage en terre des infiltrations peuvent se produire quelque soit la perméabilité et doivent être étudiées sous deux angles différents :

- D'une part elles ont pour conséquence, les pertes dont il faut réduire le volume à une valeur déterminée dépendant de l'économie du projet (15 l/s).
- D'autre part, elles peuvent mettre en jeu la sécurité de l'ouvrage et compromettre sa stabilité.

➤ **La ligne de saturation :**

Admission dans les calculs de filtration hydrauliques des barrages en terre :

1. On admet la filtration dans un seul plan.
2. On prend que les composantes des vitesses qui ont la direction perpendiculaire à ce plan comme nulles.

3. On suppose que le sol du massif du barrage soit homogène, isotrope et que la couche imperméable ait un coefficient de filtration nul.
4. La position de la ligne phréatique ne dépend pas de la qualité du sol des barrages en terre homogènes, elle est seulement déterminée par les dimensions de la section transversale du barrage.

La ligne de saturation partira d'un point situé à l'intersection du plan d'eau et le parmont amont.

D'après KOZENY c'est une parabole d'équation :

$$(X - Y_0)^2 = X^2 + Y^2$$

X, Y : Sont des coordonnées, nous déduirons Y_0

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

H : Hauteur d'eau dans la retenue; H=14,70m.

On trouve $Y_0=3,629m$

Les coordonnées X, Y qui définissent la parabole de KOZENY sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau N°08 Coordonnées de la parabole de KOZENY

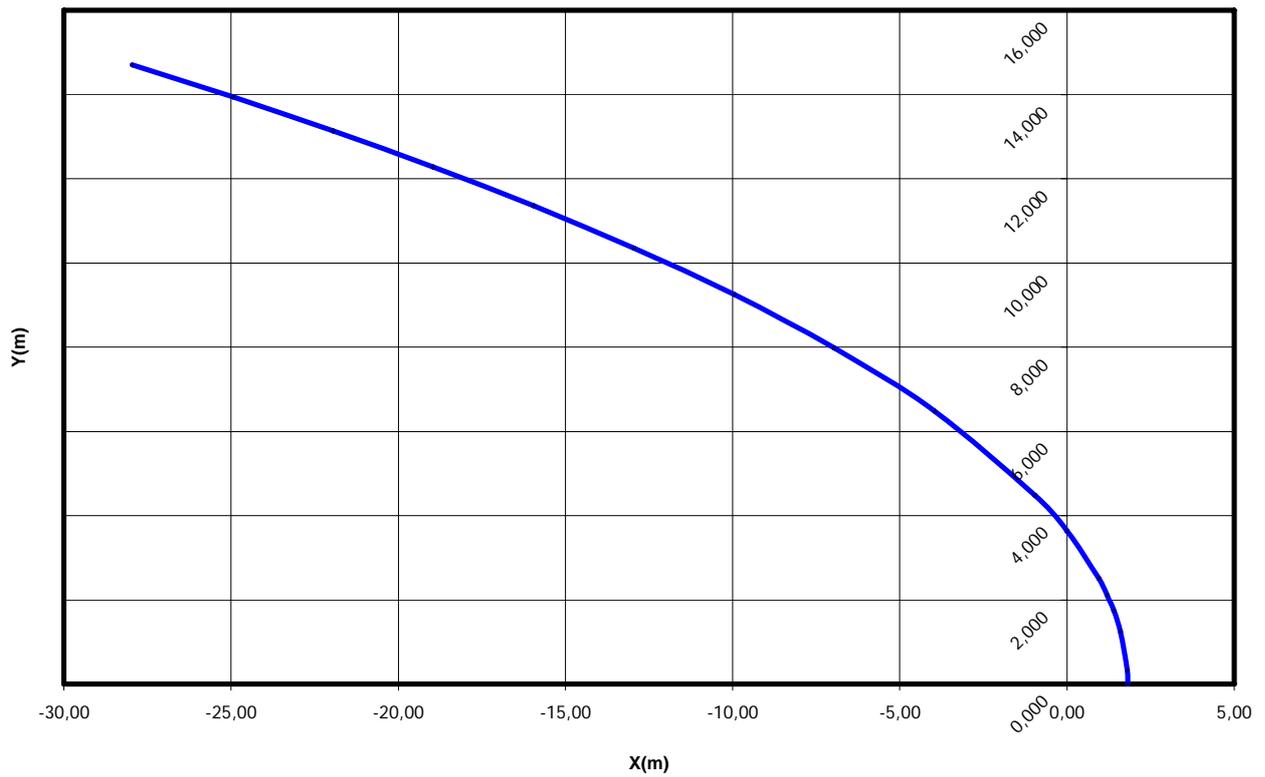
X(m)	-27,96	-24,96	-21,96	-18,96	-15,96	-12,96	-9,96	-6,96	-3,96	-0,96	0,00	0,95	1,20	1,40	1,60	1,80	1,81
Y(m)	14,70	13,94	13,14	12,28	11,36	10,35	9,24	7,98	6,47	4,48	3,63	2,51	2,11	1,73	1,25	0,33	0,00

La parabole de base coupe la face aval du massif central en un point qui sera déterminé à partir de l'équation en coordonnées polaires de cette parabole.

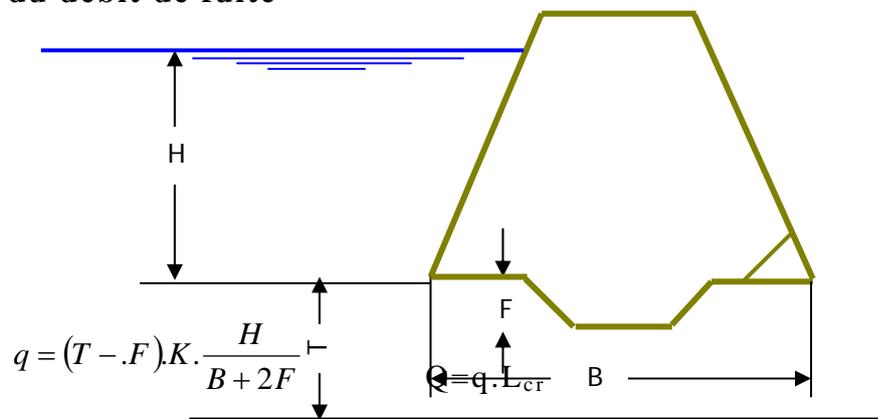
$$b = C\alpha \frac{Y_0}{1 - \cos \alpha}$$

α : Angle au pied du noyau en degré; $\alpha=146^\circ$ C =0,905. On aura : b=2,302m.

Figure N°03 : Ligne de saturation (Parabole de KOZENY)



2.1.1 Calcul du débit de fuite



L_{cr} : Longueur en crête $L_{cr}=81,25m$

$$Q=4,39 \cdot 10^{-12} \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q=4,39 \cdot 10^{-9} \text{ l/s} < 15 \text{ l/s}$$

OUVRAGES ANNEXES :**3.1 DIMENSIONNEMENT ET CALCUL HYDRAULIQUE****3.1.1 CANAL D'AMENEE**

La vitesse d'approche est donnée par:

$$V_{ap} = \frac{Q}{S_{can}}$$

Q: Débit évacué en m³/s;

S_{can}: Section du canal en m²;

$$S_{can} = h.L$$

L : Longueur déversante, **L=8m**;

h : Charge d'eau;

$$h = H + P = 1,48 + 0,50 = 1,98\text{m}$$

P : Hauteur de pèle ;

H : lame d'eau déversante;

$$S_{can} = 8 \times 1,98 = 15,84 \text{ m}^2.$$

$$V_{ap} = \frac{27,40}{15,84} = 1,73\text{m/s} < V_{adm} = (4,9 - 7,1) \text{ donc pas de risque d'érosion.}$$

3.1.2 CHENAL D'ECOULEMENT

Le chenal fait suite directement au déversoir, il est en général de section rectangulaire, ayant une largeur **b=8m**, sa longueur est déterminée en fonction de la topographie. L_{chenal}=5,00m, Pente I_{che}=1% et

L'écoulement dans le chenal doit être fluvial, pour permettre le passage à l'écoulement torrentiel, à l'extrémité aval (début du coursier) la profondeur d'eau au début de chenal est le même que la profondeur d'eau à la fin de la tranchée.

a) Calcul de la profondeur d'eau à la fin du chenal

Pour vérifier les conditions d'écoulement, on calculera la profondeur critique :

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$$

q : Débit spécifique, $q = \frac{Q}{b}$;

b : largeur de chenal, **b=8m**

h_c=1,06m

CONVERGENT

La longueur du convergent est déterminée par la formule suivante :

$$L=2,5(L_1 - L_2)$$

Avec : L : Longueur du convergent (m).

L_2 : Largeur du plafond du bief aval $L_2=3,00\text{m}$.

L_1 : Largeur du plafond du bief amont $L_1=8,00\text{m}$.

$$L=12,50\text{M}$$

3.1.4 COURSIER

Il prend l'eau à l'extrémité aval du chenal, il est le plus souvent construit en béton et il est conseillé de lui donner une section rectangulaire, ce qui assure un écoulement beaucoup plus régulier. On lui donne une section rectangulaire de même largeur que le chenal.

a) Profondeur critique

De même que le chenal d'écoulement, la hauteur critique $h_c=2,04\text{m}$

b) Pente critique

$$i_{cr} = \frac{Q^2}{C_{cr}^2 \cdot S_{cr}^2 \cdot R_{cr}}$$

S_{cr} : Section critique; $S_{cr}=6,12\text{m}^2$;

P_{cr} : Périmètre critique $P_{cr}=7,08\text{ m}$;

R_{cr} : Rayon hydraulique critique $R=0,86\text{m}$;

C_{cr} : Coefficient de CHEZY : $C_{cr}= 697$ avec $n=0,014$.

$i_{cr}=0,00004765$,

$i_{cr} = 4,765 \cdot 10^{-3}\%$

c) Profondeur normale

La profondeur normale présente la profondeur du courant en régime uniforme, elle est calculée en utilisant la formule de l'écoulement uniforme (CHEZY) :

$$Q = SC\sqrt{R_h I}$$

Avec :

S : Section de coursier : $S = bh_n$

I : Pente du coursier $I=13,50\%$.

C : Coefficient de CHEZY, $C = 1/n R^{1/6}$. ($n=0,014$)

R_h : Rayon hydraulique, $R_h = S/P = bh_n / (b+2h)$

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante, qu'on résoudra avec la méthode itérative :

$$Q = b h_n \frac{1}{n} \left(\frac{b h_n}{2 h_n + b} \right)^{1/6} \sqrt{\frac{b h_n}{2 h_n + b}}$$

On trouve finalement :

$$h_n = 0,611\text{m}$$

d) Calcul de la ligne d'eau dans le coursier

Le calcul de la ligne d'eau dans le coursier est fait par un moyen informatique, à l'aide d'un logiciel **CANALP**.

Les données de base :

- Largeur du canal **b=3m**;
- Longueur du coursier $L_{\text{COURSIER}}=30\text{m}$;
- Débit évacué **Q=27,40 m³/s**; Pente du coursier **I_c=13,50%**;
- Coefficient de STRICKLER **K=71**.

$I_{\text{coursier}} > I_{\text{critique}}$. $h_n < h_{\text{cr}}$ Donc le régime d'écoulement est torrentiel dans le coursier

TABLEAU N°09 : CALCUL DE LIGNE D'EAU

Q (m3/s)	STRICKLER	I (m/m)	Y _N	Y _C	Régime	L _{bief} (m)
27.400	71	0.1350	0.611	$\frac{2.0}{4}$	NT	90.00

TABLEAU N°10 : CALCUL DE LIGNE D'EAU A PAS D'ESPACE DE 5.00 M

Section	Abscis (m)	Pas(m)	Y (m)	Froude	HS(m)	J(mm/m)
Amont	0.00	5.00	1.00	2.91605	5.252	32.699
1	5.00	5.00	0.94	3.19965	5.752	38.909
2	10.00	5.00	0.89	3.47304	6.258	45.413
3	15.00	5.00	0.86	3.65634	6.609	50.062
4	20.00	5.00	0.83	3.85636	7.002	55.399
5	25.00	5.00	0.80	4.07530	7.443	61.559
6	30.00	5.00	0.78	4.23305	7.768	66.204
7	35.00	5.00	0.76	4.40123	8.121	71.349
8	40.00	5.00	0.74	4.58086	8.504	77.063
9	45.00	5.00	0.73	4.67531	8.708	80.159
10	50.00	5.00	0.72	4.77305	8.922	83.429
11	55.00	5.00	0.71	4.87424	9.144	86.886
12	60.00	5.00	0.70	4.97906	9.377	90.543
13	65.00	5.00	0.69	5.08770	9.620	94.417
14	70.00	5.00	0.68	5.20034	9.875	98.522
15	75.00	5.00	0.67	5.31719	10.141	102.877
16	80.00	5.00	0.67	5.31719	10.141	102.877
17	85.00	5.00	0.66	5.43850	10.420	107.501
Aval	90.00	5.00	0.66	5.56448	10.713	112.416

3.1.5 DISSIPATION D'ENERGIE

$$V = \frac{Q}{bh} \quad \text{à la sortie du coursier}$$

$$h=0,66\text{m};$$

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

$$V=8,303 \text{ m/s}$$

$$F = \frac{V}{\sqrt{gh}} = 3,26 \text{ Nombre de Froude}$$

Vitesse à l'entrée du bassin, $V=8,303\text{m/s} < 15\text{m/s}$ et $2,5 < Fr < 4,5$

donc nous avons un bassin type I.

a) Calcul de la profondeur conjuguée Y_2

$F=2,94$ d'après le graphe qui donne le rapport $\frac{Y_2}{Y_1}$;

$$\frac{Y_2}{Y_1} = 3,70 \Rightarrow y_2 = 3,70 \cdot y_1 = 2,07\text{m}$$

Pour mieux stabiliser le ressaut nous prenons $Y_2=1,03y_2$ **$Y_2=2,13\text{m}$** .

b) Calcul de la longueur du bassin de dissipation

Elle est déterminée d'après le graphe qui donne le rapport $\frac{L}{Y_2}$ en fonction du nombre de FROUDE.

$$F = 3,26 \text{ et } \frac{L}{Y_2} = 5,20; \quad L=11,10\text{m} . \text{On prend } \mathbf{L=10,50\text{m}};$$

3.1.6 CANAL DE FUITE

Le canal de fuite fait suite directement au bassin de dissipation, il sert à conduire l'eau évacuée jusqu'au cours d'eau.

Le canal de fuite projeté est de section trapézoïdale de largeur **$b=5,00\text{m}$** et une pente **$i=0,01$** .

a) Hauteur critique

Elle est donnée par la formule d'AGROSKINE:

$$h_{cr} = K \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0,105\sigma_{cr}^2 \right)$$

$$\text{Avec } K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}} \text{ et } \sigma_{cr} = \frac{K \cdot m}{b};$$

Où: m : Fruit des talus, **$m=1,25$** ;

b : Largeur du canal, **$b=5,00\text{m}$** .

D'où:

$$\mathbf{K=1,45} \quad \mathbf{\sigma_{cr}=0,363} \quad \mathbf{h_{cr}=1,296\text{m}}$$

b) Pente critique

$$i_{cr} = \frac{gh_{cr}}{C^2 R_{cr}}$$

$$S_{cr} = mh_{cr}^2 + bh_{cr} = 8,58\text{m}^2$$

$$P_{cr} = B + 2h_{cr}\sqrt{1+m^2} = 12,15\text{m}$$

$$R_{cr} = \frac{S_{cr}}{P_{cr}} = 0,71\text{m}$$

$C_{cr}=37,75$; $n=0,025$ $i_{cr}=0,0126$ donc $i_{cr} > i_{\text{canal de fuite}}$

Le régime d'écoulement est nettement fluvial dans le canal de fuite.

c) Profondeur normale

$$Q = S.C.\sqrt{Ri_{cr}}$$

Pour la hauteur normale nous avons:

$$S_n = mh_n^2 + bh_n$$

$$P_n = b + 2h_n\sqrt{1 + m^2}$$

$$R_n = \frac{S_n}{P_n}$$

$$C = \frac{1}{n}R_n^{1/6}$$

L'équation du débit s'écrit alors:

$$Q = (mh_n^2 + bh_n) \left(\frac{1}{n} \right) \left[\frac{mh_n^2 + bh_n}{b + 2h_n\sqrt{1 + m^2}} \right]^{1/6} \sqrt{\frac{S_n}{P_n} i_{cr}}$$

Cette équation est vérifiée pour $h_n=1,169\text{m}$.

d) Vitesse d'écoulement dans le canal de fuite

$$Q = VS \Rightarrow V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{mh_n^2 + bh_n}$$

AN: $Q=18,25 \text{ m}^3/\text{s}$;

$h_n=0,926\text{m}$;

$b=5\text{m}$;

$V=3,20 \text{ m/s}$

$V > V_{\text{adm}} (1,42-1,86)$

Donc il faut prévoir un revêtement en enrochements ou en béton.

3.1.7 Hauteurs des murs bajoyers

a) Hauteur des murs du déversoir

$$h_m = h_0 + r$$

h_0 : Charge d'eau

r : revanche de sécurité donnée par : $r=0,61 + 0,14V^{1/3}$

$$h_0 = P + h_{de}$$

P : hauteur de pelle. (**$P=0,50\text{m}$**)

H_{de} : Hauteur déversante. (**$h_{de}=1,48\text{m}$**)

d'où : $h_0 = 1,98\text{m}$.

$V = \frac{Q}{bh_0}$, Tel que Q : Débit déversé égale à **27,40m³/s**.

b : Largeur du déversoir **b=8,00m**.

donc : $V=1,08\text{m/s}$, ce qui donne $r=0,78\text{m}$ et $h_m=2,76\text{m}$. on prend **hm=3,35**.

b) Hauteur des murs du coursier

- Au début du coursier

$$h_m = h_e + r$$

h_m : Hauteur du mur bajoyer (m);

h_e : Hauteur d'eau (m);

r: Revanche (m).

$$r = 0,61 + 0,14V^{1/3}$$

$$h_e = 1,98\text{m};$$

$$V = 4,61 \text{ m/s};$$

$$r = 0,84\text{m}$$

$$h_m = 2,82\text{m} \text{ nous prenons } \mathbf{h_m = 3,00\text{m}}$$

- A la fin du coursier

$$h_m = h_e + r$$

h_e : Hauteur d'eau à la fin du coursier (m).

$$h_e = 0,66\text{m};$$

$$V = 13,83 \text{ m/s};$$

$$r = 0,95\text{m};$$

$$\text{AN : } h_m = 1,61\text{m} \text{ nous prenons } \mathbf{h_m = 3,00\text{m}}.$$

3.1.8 Vérification d'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier

a) Entraînement d'air naturel

L'écoulement dans un coursier est supercritique caractérisé par un nombre de Froude $F \gg 1$ et une vitesse importante (pente forte). L'entraînement d'air dans un écoulement pareil conduit à un mélange air-eau et le gonflement de l'écoulement aéré nécessite des murs bajoyers plus hauts que dans le cas d'un écoulement non aéré.

Des études réalisées par STRAUB et ANDERSON ont démontré que l'aération de l'écoulement commence dans la zone où la couche limite atteint la surface libre de l'eau à une distance D , à partir de l'amont.

Des essais ont montré que cette distance D croît avec le débit spécifique q pour une rugosité et une pente de coursier données.

La position de D est donnée par l'expression suivante:

$$\frac{D}{n} = f \left[\left(\frac{q}{gn^3} \right)^{1/2}, i \right] .$$

$$q = 0,38 \text{ m}^3/\text{s.ml};$$

$$n = 0,014$$

$$i = 10\%$$

$$\left(\frac{q}{gn^3} \right)^{1/2} = 118,67$$

$$\frac{D}{n} = 14000$$

$$D = 196 \text{ m}$$

La longueur de notre coursier est de 35,00m donc le phénomène d'entraînement d'air n'apparaît pas.

b) Vagues roulantes

Les vagues roulantes apparaissent lors d'un débit inférieur au débit de projet suite à un écoulement déstabilisé. Elles peuvent avoir lieu aussi bien dans les écoulements aérés que dans les écoulements non aérés.

Les deux conditions d'absence de vagues roulantes sont:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{b}{h} \leq (10 \div 12) \\ \text{et} \\ Fr^2 < 40 \end{array} \right.$$

Avec:

b: Largeur de coursier(m);

h: Profondeur d'eau minimale dans le coursier (m);

Fr: Nombre de Froude.

$$h = 0,66\text{m};$$

$$b=3\text{m}; \quad \frac{b}{h} = 4,55$$

$$F_r = \frac{V}{gh} = 3,26$$

Ce qui implique l'absence des vagues roulantes.

1.1.9 VIDANGE DU FOND

a) INTRODUCTION

C'est un ouvrage primordial pour une retenue; il a pour rôle:

- D'assurer la vidange de la retenue en quelques jours en cas d'avarie grave constatée sur les ouvrages;
- Vider la tranche morte en fin de saison d'utilisation des eaux stockées pour l'entretien de la retenue (curage éventuel des dépôts solides) et des parties amont du collinaire (prise, vidange, parement amont de la digue);
- Evacuer les crues pendant les travaux (crues de fréquence 2 à 20ans).
- Actuellement, on préfère équiper les pertuis de fond avec des vannes à ouverture totale.

A l'aval, les conduites débouchent dans un bassin d'amortissement où se produit la dissipation de l'énergie cinétique des veines liquides excepté pour les jets d'eau qui assurent eux-mêmes la dissipation d'énergie.

Pour notre cas, l'ouvrage de vidange est constitué d'un orifice à l'amont suivi d'une conduite de longueur **116m** et une pente de radier égale à 0,0513.

Par mesure de sécurité l'ouvrage de vidange est muni de deux vannes en série à l'amont de la galerie, la première est une vanne de garde (Batardeau) et la deuxième vanne de contrôle.

b) CALCUL DU TEMPS DE VIDANGE

Nous considérons que la variation du niveau d'eau dans la retenue est relativement lente donc les intervalles de temps sont très petits, cela nous permet d'assimiler l'écoulement étudié à un écoulement permanent, alors le débit évacué par la vidange de fond est:

$$Q_{V,F} = \frac{V_u}{T} + Q_r$$

Où : V_u : Volume utile en m^3 ;

T : Temps de vidange ($15 < T < 21$), on prend **T=15 jours**;

Q_r : Débit entrant dans la retenue pendant la vidange (il est

pris égal à l'apport moyen interannuel de l'oued)

AN : $A_{P\%} = 0,287 \text{ Mm}^3$ $Q_r = 0,054 \text{ m}^3/\text{s}$; $V_u = 70000 \text{ m}^3$;

$T = 15 \text{ jours}$

$Q_{V,F} = 0,0628 \text{ m}^3/\text{s}$

c) CALCUL DE LA SECTION DE VIDANGE DE FOND

$$Q = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2gH}$$

La section de la vidange de fond est:

$$S = \frac{Q_{V,F}}{\mu \sqrt{2gH}}$$

Où: S: Section de la conduite de vidange;

$Q_{V,F}$: Débit de vidange de fond.

H: Charge disponible entre le niveau normal de la retenue et l'aval.

$H = 14,70 \text{ m}$

μ : Coefficient du débit $\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_i}}$

$\sum \xi_i$: Somme des coefficients des pertes de charge (singulières+linéaires) ;

Au préalable nous prenons un coefficient de débit $\mu = 0,6$ que l'on vérifiera après.

AN: $= 0,65$ $Q_{V,F} = 0,0628 \text{ m}^3/\text{s}$ $H = 14,70 \text{ m}$

D'où: $S = 0,0095 \text{ m}^2$,

$$D = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} = 0,1098 \text{ m}$$

Correction du coefficient du débit :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_i}}$$

$\sum \xi_i$: Somme des coefficients des pertes de charge (Singulières plus linéaires);

Coefficients de perte de charge singulière

$\xi_{entrée} = 0,5$

$\xi_{vanne \text{ de garde}} = 0,1$

$\xi_{vanne \text{ de réglage}} = 0,1$

$\xi_{sortie} = 1$

Coefficient de perte de charge linéaire

$$\xi_{lin} = \frac{\lambda l}{D} \quad \lambda = \frac{125n^2}{D^{1/3}}$$

λ : Coefficient de résistance linéaire ;

n : Coefficient de rugosité du béton **n=0,014**;

L : Longueur de la conduite, **L=116m**;

D : Diamètre de la conduite, **0,400m**.

D'où

$$\lambda = 0,0333$$

$$\xi_{lin} = 9,64$$

$$\sum \xi = \sum \xi_{lin} + \sum \xi_{sing} = 11,34$$

$$D' où \quad \mu = 0,285$$

$$S = 0,0137 m^2$$

$$D = 0,132 m$$

En vu de diminuer l'effet de l'envasement, on adopte un diamètre D=400m pour la vidange de fond.

1.10 L'OUVRAGE DE PRISE D'EAU :

Les ouvrages de prise dans les réservoirs, des bassins de compensation ou des canaux doivent être conçus de manière à provoquer le minimum de perturbations dans la conduite d'amenée.

Ils ont pour but la satisfaction en eau en quantité et en qualité compatible à sa destination à l'aval.

a) Conduite de vidange et de prise d'eau en charge :

Nous avons opté pour une variante où les deux ouvrages (prise et vidange) sont regroupés en un seul ouvrage.

Cette variante est envisageable lorsque le débit prélevé est inférieur à 3 m³/s et il n'y a pas de risque de l'apport solide.

b) Dimensionnement de la conduite de prise :

Le but de la conduite est le prélèvement d'un débit destiné à l'irrigation des régions situées à l'aval de la retenue.

Notre retenue a pour objectif d'irriguer une surface de **21,00Ha** avec **5000m³** par hectare.

La distribution mensuelle de la demande est représentée dans le tableau ci-après :

Tableau N°11 Distribution de la consommation

.....ETUDE DE LA RETENUE TAABANE.....

Mois	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O
Volume consommé (%)	0	0	0	0	0	5	15	20	25	20	15	0
Volume consommé (m ³)	0	0	0	0	0	5250	15750	21000	26250	21000	15750	0

La détermination de la dimension de la conduite de prise se fera suivant le débit maximum demandé à l'aval.

D'après la répartition mensuelle de la consommation on a le volume maximum est de **70000 m³**

Le débit maximum sera égal :

$$Q_{\max} = v_{\max}/T$$

Où v_{\max} : volume maximum (m³)

T : Temps de prise T=31jours

$$Q_{\max} = 0.03 \text{ m}^3/\text{s}$$

- **calcul du diamètre**

$$\text{on a } Q_{\max} = \mu S \sqrt{2gZ}$$

Où : μ : Coefficient de débit ; $\mu = 0.3$

S : Section de la conduite.

Z : Charge d'eau correspondante à la prise la plus basse

et l'aval ; **Z=7,55 m** (entre le Niveau du volume mort et le niveau le plus bas dans la conduite de prise)

$$\text{On a } S = \frac{Q_{\max}}{\mu \sqrt{2gZ}}$$

$$S = 0.008 \text{ m}^2$$

$$\text{On a } D = \sqrt{4S/\pi} \quad D = 100,80 \text{ mm}$$

Donc on prendra un diamètre normalisé 102mm

c) La vitesse de l'eau dans la conduite :

$$V = 4Q_{\max}/\pi D^2$$

$$V=3,71 \text{ m/s}$$

Pour diminuer la vitesse de l'eau dans la conduite et éviter tout risque d'érosion, , on augmente le diamètre de la conduite;

On prend **D=200mm**

La vitesse sera égale à : $V= 4Q_{\max}/\pi D^2$

$$V=0.93 \text{ m/s}$$

La vitesse d'écoulement est acceptable.

N.B : Etant donné que le diamètre de la vidange de fond est le plus grand, la conduite de la vidange sera utilisée en deux fonctions (la vidange et la prise).

D=400mm.

VI .1.Calcul de stabilité :

VI.1.1.Généralité sur la stabilité des barrages (Talus) :

La demande croissante de construire des ouvrages par des remblais et des déblais a augmenté le besoin de bien comprendre les méthodes analytiques, outils investigateurs et les méthodes stabilisantes afin de résoudre les problèmes de stabilité des inclinaisons. Les méthodes de stabilisation impliquent des techniques spéciales de construction qui doivent être comprises et modelées dans des chemins réalistes.

Une compréhension de la géologie, de hydrologie et des propriétés du sol est importante pour appliquer les principes de la stabilité correctement. de ce fait , l'études de la stabilité des pentes est d'une importance primordiale dans la construction des excavation des digue , des barrageselles a faites l'objet de plusieurs méthode de calcul qui ont été développées afin d'étudier le mécanique de rupture.

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 fixent et / ou déterminer à priori.
2. Soit par une série de calcules dit dimensionnement, ou l'on fait varier un ou plusieurs paramètres (angle de talus ...) jusqu'à aboutir le coefficient de sécurité souhaité.

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

1. Le glissement des talus :

Il existe plusieurs types

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

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

2. l'instabilité mécanique en fondation :

VI.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 fuit (conséquence indirecte).

La vérification de la stabilité des talus tient compte des caractéristiques géotechniques des matériaux de construction et du sol de la fondation.

Le calcul se fait pour trois cas de fonctionnement :

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

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

VI.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.

(K_1 - K_2) : sont déterminés d'après le tableau (IV-9) en fonction de pentes de talus.

Pour notre cas $K_1=0,875$; $K_2=2,025$.

Tableau N° (VI.1) :

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

Le centre des rayons étant le point « B »

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

On partage la zone limitée par la courbe en parties verticales (tranches) d'une épaisseur $b=0.1R$, on marque toutes les parties gauches par des chiffres positifs et les parties droites.

Par des chiffres négatifs en commençant de la partie « zéro » sous le centre de glissement (projection).

Les efforts agissants sur une partie de glissement sont :

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

Le poids de la tranche se décompose en deux composantes :

- ❖ Composante normale (forces stabilisatrices) : $N= G_n \cos \alpha$
- ❖ Composante périphérique (forces déstabilisatrices) : $T= G_n \sin \alpha$
- ❖ α : angle d'inclinaison du pied de la tranche par rapport à l'horizontale.

Les caractéristiques géotechniques des sols :

Elles sont représentées dans le tableau (VI .10) suivant :

Tableau N° (VI .2) : Les caractéristiques géotechniques des sols

Paramètres	Unité	Corps du barrage
φ	Degré (°)	13.50
C	T/m ²	3.80
γ_{sat}	T/m ³	2.08
γ_d	T/m ³	1.72

VI.2.1.Calcul des forces appliquées à chaque tranche :

Force de pesanteur :

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

La formule s'écrit : $G_n =b (\gamma_1h_1+ \gamma_2h_2)$

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_d : densité sèche).

γ_2 : densité de la zone du massif située au dessous de la ligne de saturation. (γ_{sat} : densité du matériaux de construction à l'état saturé).

b : largeur de la tranche.

Cette force là a deux composantes :

- $\mathbf{Nn}=\mathbf{Gn}.\cos\alpha$.: qui est une force normale stabilisatrice.

- $\mathbf{Tn}=\mathbf{Gn}.\sin\alpha$: qui est une force déstabilisatrice tangentielle au cercle de glissement.

Avec : $\text{Sin}\alpha = \frac{\text{Numéro.d'ordre.de.la.section.divisée}}{\text{nombre.total.des.tranches}}$.

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

* Pour le cas d'une vidange rapide on utilise pour le calcul du poids de la tranche la densité déjaugée $\gamma' = (\gamma_{sat} - 1)$.

Forces de pression interstitielles :

Dans le cas ou le réservoir est plein la force de pression interstitielle se calcule comme suit : $\mathbf{P} = \mathbf{U} . dl = \gamma_w . h . dl$.

U : pression interstitielle.

dl : longueur en arc de la tranche.

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

h : hauteur de la tranche.

Forces de cohésion :

$$\mathbf{F_c} = \mathbf{c} . dl.$$

C : Cohésion du sol considéré.

Forces dues au séisme : Ces forces sont considérées horizontales, appliquées aux centres des tranches et sont dues à l'accélération du mouvement provoqué par le séisme.

$$\mathbf{T} = \mathbf{a} \mathbf{G_n}.$$

a : Coefficient d'accélération ($a=0,25$).

G_n : Poids de la tranche.

Classement des forces :

On peut classer toutes ces forces comme suit :

1. Les forces stabilisatrices :

a) Force de frottement :

$$F_1 = N_n \operatorname{tg} \varphi - U \operatorname{dl} \operatorname{tg} \varphi.$$

φ : Angle de frottement.

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

b) Force de cohésion :

$$F_c = c \operatorname{dl} \quad \text{Avec :} \quad \operatorname{dl} = \frac{b}{\cos(\alpha)}$$

b : largeur de la tranche.

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

$$M_s = [(N_n - U \operatorname{dl}) \operatorname{tg} \varphi + c \operatorname{dl}] R.$$

R : rayon de la courbe de glissement.

2. Les forces déstabilisatrices (motrices):

Les forces motrices sont caractérisées par la composante tangentielle au cercle de glissement, elle tend à faire glisser la tranche du talus vers le bas.

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

$$\mathbf{M} = \mathbf{R} \sum_{i=1}^n T_n$$

Dans le cas d'un séisme il y a une force particulière supposée horizontale qui tend à faire vibrer la tranche du talus. Le moment de cette force est :

$$\mathbf{M}_T = \mathbf{a} \mathbf{G}_n \mathbf{d}_n.$$

Remarque: Les moments de toutes ces forces sont calculés par rapport au centre du cercle de glissement.

VI.2.2. Calcul du coefficient de sécurité pour les différents type de fonctionnement :

1. calcul de K_s : (coefficient de sécurité) :

Le coefficient « K_s » est le rapport du moment des forces stabilisatrices sur les moments ds forces motrices par rapport au centre de glissement donné par :

$$K_s = \frac{\sum (N_n - P) \operatorname{tg} \varphi + \sum C d L}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum a G_n d_n}$$

* Pour le cas d'une retenue vide ($P=0$), on vérifie la stabilité avec et sans l'effet du séisme.

d_n : la distance entre le centre de gravité de la tranche et le centre du cercle de glissement.

R : c'est le rayon du cercle de glissement.

a)°- avec effet de séisme :

$$K_{as} = \frac{\sum (G_n \cos \alpha_n - p) \cdot \text{tg} \varphi + \sum C \cdot dl}{\sum G_n \sin \alpha_n + \frac{\sum a G_n d_n}{R}}$$

b)°- Sans l'effet de séisme :

$$K_{ss} = \frac{\sum (G_n \cos \alpha_n - p) \text{tg} \varphi_n + \sum C \cdot dl}{\sum G_n \sin \alpha_n}$$

2. Calcul du K_s pour le cas de vidange rapide :

K_s est calculé seulement pour le talus amont. Et dans ce cas là on calcule le poids de la tranche à l'aide de la densité déjaugée du matériaux γ' .

a) Avec effet de séisme :

$$K_{as} = \frac{\sum G_n \cos \alpha_n \cdot \text{tg} \varphi + \sum C \cdot dl}{\sum G_n \sin \alpha_n + \sum a \frac{G_n d_n}{R}}$$

b) Sans effet de séisme :

$$K_{ss} = \frac{\sum G_n \cos \alpha_n \text{tg} \varphi_n + \sum C \cdot dl}{\sum G_n \sin \alpha_n}$$

Les résultats de calcul de stabilité sont donnés par les tableaux (VI.3, VI.4, VI.5, VI.6, VI.7, VI.8, VI.9, VI.10, VI.11, VI.12, VI.13, VI.14, VI.15, VI.16, VI.17). Pour les différents rayons.

Le coefficient K_s calculé doit être supérieur à « $K_{s \text{ adm}}$ », pour notre cas :

$$K_{ss} = 1.50$$

$$K_{as} = 1.00.$$

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau (VI.18).

Tableau N° (VI.18) : Coefficient de sécurité pour les trois cas

Cas de sollicitation		Coefficient de sécurité	
		Avec séisme	Sans séisme
Fonctionnement normal	Talus aval		
	R= 43.83m.	1,12	1,96
	R= 44.60 m.	1,05	1,85
	R= 35.53 m.	1,06	1,88
	R= 41.52 m.	1,09	1,90.
	R=40.29 m.	1,02	1,80
Fin de construction	Talus aval		
	R= 43.83m.	1,29	2,31
	R= 44.60m	1,23	2,16
	R= 35.53m.	1,26	2,23
	R= 41.52m	1.27	2.22
	R=40.29m	1.21	2.13
Vidange rapide	Talus amont		
	R= 46.14m.	1,29	2,31
	R= 42.69 m.	1,40	2,66
	R= 39.15 m.	1,29	2,34
	R= 36.12 m.	1,43	2,55
	R=40,96m	1,18	2,13

D'après les résultats obtenus, la stabilité des talus de la digue est vérifiée pour tout les cas de sollicitation, d'où les fruits des talus amont et aval sont acceptés.

ETAT : DE SERVICE

TALUS - AVAL : TABLEAU N°VI.3 (R=43,83m)

N°	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	GnSin α	GnCos α	dl	Cdl	Tangø	Ui	Ui,dl	dn	aWdn	$\sum Cdl+(Gcos^2\alpha-Uidl)Tang\theta)/Cos\alpha$		
-2	4.08	1.23	0	-0.2	0.98	8.63	- 1.73	8.46	4.16	15.82	0.24	-	-	43.22	93.26	18.18		
-1	4.38	3.47	0	-0.1	0.99	26.14	- 2.61	26.01	4.40	16.73	0.24	-	-	42.1	275.14	23.05		
0	4.38	4.05	1.33	0	1.00	42.57	-	42.57	4.38	16.64	0.24	1.33	5.83	41.16	438.04	25.46		
1	4.38	2.64	4.14	0.1	0.99	57.42	5.74	57.14	4.40	16.73	0.24	4.14	18.22	40.46	580.85	26.13		
2	4.38	2.76	5.01	0.2	0.98	66.22	13.24	64.88	4.47	16.99	0.24	5.01	22.40	40.03	662.66	27.42		
3	4.38	3.12	5.18	0.3	0.95	70.47	21.14	67.22	4.59	17.45	0.24	5.18	23.78	39.89	702.76	28.44		
4	4.38	3.71	4.61	0.4	0.92	69.75	27.90	63.92	4.78	18.16	0.24	4.61	22.03	40.05	698.34	29.39		
5	4.38	4.41	3.36	0.5	0.87	63.69	31.84	55.15	5.06	19.22	0.24	3.36	16.99	40.51	644.99	30.72		
6	4.38	5.2	1.33	0.6	0.80	51.23	30.74	40.99	5.48	20.81	0.24	1.33	7.28	41.26	528.47	33.66		
7	4.38	4.43	0	0.7	0.71	33.37	23.36	23.83	6.13	23.31	0.24	-	-	42.27	352.68	38.36		
8	2	1.81	0	0.8	0.60	6.23	4.98	3.74	3.33	12.67	0.24	-	-	43.27	67.35	22.01		
							154.61					194.52					5 044.55	302.82

Fss	1.96
Fas	1.12

ETAT : DE SERVICE

TALUS - AVAL : TABLEAU N°VI.4 (R=44,60m)

N°	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	GnSin α	GnCos α	dl	Cdl	Tangø	Ui	Ui,dl	dn	aWdn	$\frac{\sum Cdl+(G\cos^2\alpha-Uidl)T\alpha\theta}{\cos\alpha}$
-3	1.02	0.36	0	-0.3	0.95	0.63	- 0.19	0.60	1.07	4.06	0.24	0	-	44.42	7.01	4.40
-2	4.46	2.02	0	-0.2	0.98	15.50	- 3.10	15.18	4.55	17.30	0.24	0	-	43.61	168.94	21.30
-1	4.46	4.39	0	-0.1	0.99	33.68	- 3.37	33.51	4.48	17.03	0.24	0	-	42.42	357.14	25.16
0	4.46	2.76	3.53	0	1.00	53.76	-	53.76	4.46	16.95	0.24	3.53	15.74	41.45	557.11	26.07
1	4.46	2.7	5.06	0.1	0.99	67.43	6.74	67.09	4.48	17.03	0.24	5.06	22.68	40.74	686.75	27.75
2	4.46	2.91	5.86	0.2	0.98	76.42	15.28	74.88	4.55	17.30	0.24	5.86	26.67	40.31	770.16	29.09
3	4.46	3.44	5.87	0.3	0.95	80.58	24.17	76.87	4.68	17.77	0.24	5.87	27.44	40.19	809.65	30.17
4	4.46	4.1	5.22	0.4	0.92	79.64	31.86	72.99	4.87	18.49	0.24	5.22	25.40	40.39	804.21	31.04
5	4.46	4.86	3.88	0.5	0.87	73.10	36.55	63.31	5.15	19.57	0.24	3.88	19.98	40.87	746.93	32.25
6	4.46	5.73	1.77	0.6	0.80	60.30	36.18	48.24	5.58	21.19	0.24	1.77	9.87	41.66	627.99	35.10
7	4.46	5.36	0	0.7	0.71	41.12	28.78	29.36	6.25	23.73	0.24	0	-	42.73	439.24	40.28
8	2.7	1.79	0	0.8	0.60	8.31	6.65	4.99	4.50	17.10	0.24	0	-	44.05	91.54	29.70
							179.57			207.52					6 066.67	332.32

Fss	1.85
Fas	1.05

Etude du stabilité

Chapitre VI

ETAT : DE SERVICE

TALUS - AVAL : TABLEAU N°VI.5 (R=35,53m)

N°	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	GnSin α	GnCos α	dl	Cdl	Tang ø	Ui	Ui,dl	dn	aWdn	$\sum Cdl+(Gcos^2\alpha-Uidl)Tang\theta)/Cos\alpha$		
-4	1.34	0.53	0	-0.4	0.92	1.22	- 0.49	1.12	1.46	5.56	0.24	0	-	35.29	10.78	6.33		
-3	3.55	2.32	0	-0.3	0.95	14.17	- 4.25	13.51	3.72	14.14	0.24	0	-	34.43	121.93	18.07		
-2	3.55	4.58	0	-0.2	0.98	27.97	- 5.59	27.40	3.62	13.77	0.24	0	-	33.29	232.74	20.63		
-1	3.55	2.67	3.8	-0.1	0.99	44.23	- 4.42	44.01	3.57	13.56	0.24	3.8	13.56	32.32	357.36	20.92		
0	3.55	2.7	5.28	0	1.00	55.29	-	55.29	3.55	13.49	0.24	5.28	18.74	31.54	435.93	22.26		
1	3.55	2.84	6.31	0.1	0.99	63.71	6.37	63.39	3.57	13.56	0.24	6.31	22.51	31.18	496.62	23.41		
2	3.55	3.2	6.76	0.2	0.98	69.22	13.84	67.82	3.62	13.77	0.24	6.76	24.49	30.67	530.71	24.33		
3	3.55	3.68	6.7	0.3	0.95	71.71	21.51	68.40	3.72	14.14	0.24	6.7	24.93	30.62	548.90	24.97		
4	3.55	4.23	6.16	0.4	0.92	71.10	28.44	65.16	3.87	14.72	0.24	6.16	23.86	30.84	548.14	25.45		
5	3.55	4.86	4.97	0.5	0.87	66.20	33.10	57.33	4.10	15.58	0.24	4.97	20.37	31.32	518.32	26.10		
6	3.55	5.53	3.42	0.6	0.80	58.90	35.34	47.12	4.44	16.86	0.24	3.42	15.18	32.06	472.07	27.83		
7	3.55	6.24	1.01	0.7	0.71	45.52	31.87	32.51	4.97	18.89	0.24	1.01	5.02	33.04	376.02	32.57		
8	3.55	4.29	0	0.8	0.60	26.19	20.96	15.72	5.92	22.48	0.24	0	-	34.29	224.55	41.24		
9	1.01	0.9	0	0.9	0.44	1.56	1.41	0.68	2.32	8.80	0.24	0	-	35.29	13.79	20.36		
							178.08					199.3					4 887.88	334.47

Fss	1.88
Fas	1.06

ETAT : DE SERVICE

TALUS - AVAL : TABLEAU N°VI.6 (R=41.52m)

N°	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	GnSin α	GnCos α	dl	Cdl	Tangø	Ui	Ui,dl	dn	aWdn	$\frac{\sum Cdl+(G\cos^2\alpha-Uidl)Tang\theta}{\cos\alpha}$
-3	1.53	0.51	0	-0.3	0.95	1.34	- 0.40	1.28	1.60	6.09	0.24	-	-	41.28	13.85	6.696
-2	4.15	2.27	0	-0.2	0.98	16.20	- 3.24	15.88	4.24	16.10	0.24	-	-	40.41	163.69	20.237
-1	4.15	4.47	0	-0.1	0.99	31.91	- 3.19	31.75	4.17	15.85	0.24	-	-	39.3	313.48	23.549
0	4.15	2.81	3.43	0	1.00	49.52	-	49.52	4.15	15.77	0.24	3.43	14.23	38.38	475.18	24.239
1	4.15	2.68	4.92	0.1	0.99	61.40	6.14	61.09	4.17	15.85	0.24	4.92	20.52	37.74	579.26	25.640
2	4.15	2.84	5.7	0.2	0.98	69.24	13.85	67.84	4.24	16.10	0.24	5.70	24.14	37.35	646.51	26.795
3	4.15	3.28	5.76	0.3	0.95	72.89	21.87	69.54	4.35	16.53	0.24	5.76	25.06	37.23	678.46	27.714
4	4.15	3.86	5.2	0.4	0.92	72.22	28.89	66.19	4.53	17.21	0.24	5.20	23.55	37.41	675.47	28.495
5	4.15	4.55	3.99	0.5	0.87	66.75	33.38	57.81	4.79	18.21	0.24	3.99	19.12	37.89	632.33	29.603
6	4.15	5.31	2.05	0.6	0.80	55.51	33.31	44.41	5.19	19.71	0.24	2.05	10.63	38.64	536.26	32.109
7	4.15	5.38	0	0.7	0.71	38.40	26.88	27.42	5.81	22.08	0.24	-	-	39.65	380.66	37.504
8	3.45	2.38	0	0.8	0.60	14.12	11.30	8.47	5.75	21.85	0.24	-	-	40.81	144.09	38.450
							168.78			201.35					5 239.24	321.030

Fss	1,90
Fas	1,09

ETAT : DE SERVICE

TALUS - AVAL : TABLEAU N°VI.7 (R=40,29m)

N°	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	GnSin α	GnCos α	dl	Cdl	Tangø	Ui	Ui,dl	dn	aWdn	$\sum Cdl+(G\cos^2\alpha-Uidl)Tang\theta)/\text{Cos}\alpha$	
-3	3.3	0.17	0	-0.3	0.95	0.96	- 0.29	0.92	3.46	13.15	0.24	0.0	0.0	39.74	9.59	14.00	
-2	4.03	3.48	0	-0.2	0.98	24.12	- 4.82	23.63	4.11	15.63	0.24	0.0	0.0	38.59	232.72	21.62	
-1	4.03	3.16	2.45	-0.1	0.99	42.34	- 4.23	42.13	4.05	15.39	0.24	2.5	9.9	37.50	396.96	23.19	
0	4.03	2.66	4.69	0	1.00	57.56	-	57.56	4.03	15.31	0.24	4.7	18.9	36.62	526.98	24.59	
1	4.03	2.77	5.9	0.1	0.99	68.42	6.84	68.08	4.05	15.39	0.24	5.9	23.9	35.99	615.60	26.04	
2	4.03	3.11	6.47	0.2	0.98	75.53	15.11	74.00	4.11	15.63	0.24	6.5	26.6	35.61	672.41	27.19	
3	4.03	3.64	6.42	0.3	0.95	78.79	23.64	75.16	4.22	16.05	0.24	6.4	27.1	35.53	699.83	28.04	
4	4.03	4.27	5.81	0.4	0.92	78.07	31.23	71.55	4.40	16.71	0.24	5.8	25.5	35.73	697.32	28.71	
5	4.03	4.99	4.55	0.5	0.87	72.55	36.27	62.83	4.65	17.68	0.24	4.6	21.2	36.23	657.08	29.63	
6	4.03	5.76	2.67	0.6	0.80	62.20	37.32	49.76	5.04	19.14	0.24	2.7	13.5	37.01	575.50	31.84	
7	4.03	6.45	0	0.7	0.71	44.71	31.30	31.93	5.64	21.44	0.24	0.0	0.0	38.04	425.18	37.69	
8	3.63	2.63	0	0.8	0.60	16.42	13.14	9.85	6.05	22.99	0.24	0.0	0.0	39.51	162.20	40.68	
							185.49				204.52					5671.35	333.23

Fss	1.80
Fas	1.03

ETAT : FIN DE CONSTRUCTION

TALUS - AVAL : TABLEAU N°VI.8 (R = 43,83 m)

N°	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	GSin α	GCos α	dl	Cdl	Tangø	dn	aGndn	$\sum Cdl+(G\cos^2\alpha)T\text{ag}\delta)/\text{Cosa}$		
-2	4.08	1.23	0	-0.2	0.98	8.63	- 1.73	8.46	4.16	15.82	0.24	43.22	93.26	18.18		
-1	4.38	3.47	0	-0.1	0.99	26.14	- 2.61	26.01	4.40	16.73	0.24	42.1	275.14	23.05		
0	4.38	4.05	1.33	0	1.00	40.53	-	40.53	4.38	16.64	0.24	41.16	417.06	26.37		
1	4.38	2.64	4.14	0.1	0.99	51.08	5.11	50.82	4.40	16.73	0.24	40.46	516.65	29.01		
2	4.38	2.76	5.01	0.2	0.98	58.54	11.71	57.35	4.47	16.99	0.24	40.03	585.80	31.10		
3	4.38	3.12	5.18	0.3	0.95	62.53	18.76	59.65	4.59	17.45	0.24	39.89	623.57	32.61		
4	4.38	3.71	4.61	0.4	0.92	62.68	25.07	57.45	4.78	18.16	0.24	40.05	627.58	33.60		
5	4.38	4.41	3.36	0.5	0.87	58.54	29.27	50.69	5.06	19.22	0.24	40.51	592.82	34.36		
6	4.38	5.2	1.33	0.6	0.80	49.19	29.52	39.36	5.48	20.81	0.24	41.26	507.44	35.45		
7	4.38	4.43	0	0.7	0.71	33.37	23.36	23.83	6.13	23.31	0.24	42.27	352.68	38.36		
8	2	1.81	0	0.8	0.60	6.23	4.98	3.74	3.33	12.67	0.24	43.27	67.35	22.01		
							143.43					194.52			4 659.36	324.10

Fss	2,26
Fas	1,30

ETAT : FIN DE CONSTRUCTION

TALUS - AVAL : TABLEAU N°VI.9 (R = 44,60 m)

N°	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	G Sin α	G Cos α	dl	Cdl	Tangø	dn	aGndn	$\sum Cdl+(Gcos^2\alpha)Tag\theta)/Cos\alpha$
-3	1.02	0.36	0	-0.3	0.95	0.63	- 0.19	0.60	1.07	4.06	0.24	44.42	7.01	4.40
-2	4.46	2.02	0	-0.2	0.98	15.50	- 3.10	15.18	4.55	17.30	0.24	43.61	168.94	21.30
-1	4.46	4.39	0	-0.1	0.99	33.68	- 3.37	33.51	4.48	17.03	0.24	42.42	357.14	25.16
0	4.46	2.76	3.53	0	1.00	48.25	-	48.25	4.46	16.95	0.24	41.45	500.01	28.53
1	4.46	2.7	5.06	0.1	0.99	59.53	5.95	59.23	4.48	17.03	0.24	40.74	606.30	31.33
2	4.46	2.91	5.86	0.2	0.98	67.28	13.46	65.92	4.55	17.30	0.24	40.31	677.98	33.47
3	4.46	3.44	5.87	0.3	0.95	71.42	21.43	68.13	4.68	17.77	0.24	40.19	717.58	34.98
4	4.46	4.1	5.22	0.4	0.92	71.50	28.60	65.53	4.87	18.49	0.24	40.39	721.93	35.90
5	4.46	4.86	3.88	0.5	0.87	67.05	33.52	58.06	5.15	19.57	0.24	40.87	685.05	36.53
6	4.46	5.73	1.77	0.6	0.80	57.53	34.52	46.03	5.58	21.19	0.24	41.66	599.22	37.53
7	4.46	5.36	0	0.7	0.71	41.12	28.78	29.36	6.25	23.73	0.24	42.73	439.24	40.28
8	2.7	1.79	0	0.8	0.60	8.31	6.65	4.99	4.50	17.10	0.24	44.05	91.54	29.70
							166.25			207.52			5 571.94	359.11

Fss	2,16
Fas	1,23

ETAT : FIN DE CONSTRUCTION

TALUS - AVAL : TABLEAU N°VI.10 (R = 35,53 m)

N°	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	GSin a	GCos a	dl	Cdl	Tangø	dn	aGndn	$\sum Cdl+(Gcos^2\alpha)Tang\theta)/Cos\alpha$	
-4	1.34	0.53	-	- 0.40	0.92	1.22	- 0.49	1.12	1.46	5.56	0.24	35.29	10.78	6.33	
-3	3.55	2.32	-	- 0.30	0.95	14.17	- 4.25	13.51	3.72	14.14	0.24	34.43	121.93	18.07	
-2	3.55	4.58	-	- 0.20	0.98	27.97	- 5.59	27.40	3.62	13.77	0.24	33.29	232.74	20.63	
-1	3.55	2.67	3.80	- 0.10	0.99	39.51	- 3.95	39.31	3.57	13.56	0.24	32.32	319.21	23.06	
-	3.55	2.70	5.28	-	1.00	48.73	-	48.73	3.55	13.49	0.24	31.54	384.20	25.18	
1	3.55	2.84	6.31	0.10	0.99	55.87	5.59	55.59	3.57	13.56	0.24	31.18	435.51	26.97	
2	3.55	3.20	6.76	0.20	0.98	60.82	12.16	59.59	3.62	13.77	0.24	30.67	466.30	28.35	
3	3.55	3.68	6.70	0.30	0.95	63.38	19.01	60.46	3.72	14.14	0.24	30.62	485.18	29.33	
4	3.55	4.23	6.16	0.40	0.92	63.44	25.38	58.14	3.87	14.72	0.24	30.84	489.13	30.01	
5	3.55	4.86	4.97	0.50	0.87	60.02	30.01	51.98	4.10	15.58	0.24	31.32	469.97	30.46	
6	3.55	5.53	3.42	0.60	0.80	54.65	32.79	43.72	4.44	16.86	0.24	32.06	438.01	31.57	
7	3.55	6.24	1.01	0.70	0.71	44.27	30.99	31.61	4.97	18.89	0.24	33.04	365.66	34.04	
8	3.55	4.29	-	0.80	0.60	26.19	20.96	15.72	5.92	22.48	0.24	34.29	224.55	41.24	
9	1.01	0.90	-	0.90	0.44	1.56	1.41	0.68	2.32	8.80	0.24	35.29	13.79	20.36	
							164.01				199.32			4 456.97	365.62

Fss	2,23
Fas	1,26

ETAT : FIN DE CONSTRUCTION

TALUS - AVAL : TABLEAU N°VI.11 (R = 41,52 m)

N°	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	G Sin α	G Cos α	dl	Cdl	Tangø	dn	aGndn	$\sum Cdl+(Gcos^2\alpha)Tag\theta)/Cosa$	
-3	1.53	0.51	0	-0.3	0.95	1.34	- 0.40	1.28	1.60	6.09	0.24	41.28	13.85	6.70	
-2	4.15	2.27	0	-0.2	0.98	16.20	- 3.24	15.88	4.24	16.10	0.24	40.41	163.69	20.24	
-1	4.15	4.47	0	-0.1	0.99	31.91	- 3.19	31.75	4.17	15.85	0.24	39.30	313.48	23.55	
0	4.15	2.81	3.43	0	1.00	44.54	-	44.54	4.15	15.77	0.24	38.38	427.37	26.46	
1	4.15	2.68	4.92		0.99	54.25	5.42	53.98	4.17	15.85	0.24	37.74	511.84	28.88	
2	4.15	2.84	5.7	0.2	0.98	60.96	12.19	59.73	4.24	16.10	0.24	37.35	569.20	30.76	
3	4.15	3.28	5.76	0.3	0.95	64.53	19.36	61.56	4.35	16.53	0.24	37.23	600.59	32.10	
4	4.15	3.86	5.2	0.4	0.92	64.67	25.87	59.27	4.53	17.21	0.24	37.41	604.83	33.00	
5	4.15	4.55	3.99	0.5	0.87	60.96	30.48	52.79	4.79	18.21	0.24	37.89	577.43	33.70	
6	4.15	5.31	2.05	0.6	0.80	52.54	31.52	42.03	5.19	19.71	0.24	38.64	507.49	34.73	
7	4.15	5.38	0	0.7	0.71	38.40	26.88	27.42	5.81	22.08	0.24	39.65	380.66	37.50	
8	3.45	2.38	0	0.8	0.60	14.12	11.30	8.47	5.75	21.85	0.24	40.81	144.09	38.45	
							156.19				201.35			4 814.53	346.07

Fss	2,22
Fas	1,27

ETAT : FIN DE CONSTRUCTION

TALUS - AVAL : TABLEAU N°VI.12 (R = 40,29 m)

N°	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	GSin α	GCos α	dl	Cdl	Tangø	dn	aGndn	$\sum Cdl+(G\cos^2\alpha)Tang\theta)/\cos\alpha$	
-3	3.3	0.17	0	-0.3	0.95	0.96	- 0.29	0.92	3.46	13.15	0.24	39.74	9.59	14.00	
-2	4.03	3.48	0	-0.2	0.98	24.12	- 4.82	23.63	4.11	15.63	0.24	38.59	232.72	21.62	
-1	4.03	3.16	2.45	-0.1	0.99	38.89	- 3.89	38.69	4.05	15.39	0.24	37.50	364.56	24.75	
0	4.03	2.66	4.69	0	1.00	50.95	-	50.95	4.03	15.31	0.24	36.62	466.42	27.54	
1	4.03	2.77	5.9	0.1	0.99	60.10	6.01	59.80	4.05	15.39	0.24	35.99	540.72	29.82	
2	4.03	3.11	6.47	0.2	0.98	66.40	13.28	65.06	4.11	15.63	0.24	35.61	591.17	31.57	
3	4.03	3.64	6.42	0.3	0.95	69.73	20.92	66.52	4.22	16.05	0.24	35.53	619.39	32.79	
4	4.03	4.27	5.81	0.4	0.92	69.87	27.95	64.04	4.40	16.71	0.24	35.73	624.12	33.60	
5	4.03	4.99	4.55	0.5	0.87	66.13	33.06	57.27	4.65	17.68	0.24	36.23	598.95	34.16	
6	4.03	5.76	2.67	0.6	0.80	58.43	35.06	46.75	5.04	19.14	0.24	37.01	540.65	35.15	
7	4.03	6.45	0	0.7	0.71	44.71	31.30	31.93	5.64	21.44	0.24	38.04	425.18	37.69	
8	3.63	2.63	0	0.8	0.60	16.42	13.14	9.85	6.05	22.99	0.24	39.51	162.20	40.68	
							171.71				204.52			5 175.67	363.38

Fss	2,16
Fas	1,21

ETAT : DE VIDANGE RAPIDE

TALUS - AMONT : TABLEAU N°VI.13 (R =46,14 m)

N°	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	GnSin α	GnCos α	dl	Cdl	Tangø	Ui	Ui,dl	dn	aWndn	$\sum Cdl+(Gcos^2\alpha-Uidl)Tang\theta)/Cos\alpha$		
-3	2.91	0	0.92	-0.30	0.95	2.86	- 0.86	2.73	3.05	11.59	0.24	0.92	2.81	45.70	32.73	12.10		
-2	4.61	0	3.06	-0.20	0.98	15.09	- 3.02	14.79	4.71	17.88	0.24	3.06	14.40	44.64	168.45	18.27		
-1	4.61	0	5.24	-0.10	0.99	25.85	- 2.58	25.72	4.63	17.61	0.24	5.24	24.28	43.53	281.28	18.01		
0	4.61	0	6.96	0	1.00	34.33	-	34.33	4.61	17.52	0.24	6.96	32.09	42.66	366.15	18.05		
1	4.61	0	8.21	0.10	0.99	40.50	4.05	40.29	4.63	17.61	0.24	8.21	38.04	42.06	425.83	18.19		
2	4.61	0	8.99	0.20	0.98	44.34	8.87	43.45	4.71	17.88	0.24	8.99	42.30	41.74	462.74	18.31		
3	4.61	0	9.28	0.30	0.95	45.78	13.73	43.67	4.83	18.36	0.24	9.28	44.85	41.73	477.55	18.44		
4	4.61	0	9.04	0.40	0.92	44.59	17.84	40.87	5.03	19.11	0.24	9.04	45.47	42.03	468.55	18.75		
5	4.61	0	8.20	0.50	0.87	40.45	20.22	35.03	5.32	20.23	0.24	8.20	43.65	42.64	431.18	19.66		
6	4.61	1.48	5.17	0.60	0.80	37.24	22.34	29.79	5.76	21.90	0.24	5.17	29.79	43.53	405.23	25.58		
7	4.61	4.17	-	0.70	0.71	33.06	23.15	23.61	6.46	24.53	0.24	-	-	44.67	369.25	40.01		
8	2.22	1.39	-	0.80	0.60	5.31	4.25	3.18	3.70	14.06	0.24	-	-	45.70	60.64	24.19		
							107.98					218.27					3949.57	249.61

Fss	2,31
Fas	1,29

ETAT : DE VIDANGE RAPIDE

TALUS - AMONT : TABLEAU N°VI.14 (R =42,69 m)

N°	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	GnSin α	GnCos α	dl	Cdl	Tangø	Ui	Ui,dl	dn	aWdn	$\Sigma Cdl+(G\cos^2\alpha-Uidl)Tang\theta/Cos\alpha$	
-4	1.57	0	0.57	-0.4	0.92	0.96	- 0.38	0.88	1.71	6.51	0.24	0.57	0.98	42.43	10.16	7.06	
-3	4.27	0	2.55	-0.3	0.95	11.65	- 3.50	11.11	4.48	17.01	0.24	2.55	11.41	41.48	120.82	17.63	
-2	4.27	0	5.03	-0.2	0.98	22.98	- 4.60	22.52	4.36	16.56	0.24	5.03	21.92	40.23	231.14	16.94	
-1	4.27	0	7.05	-0.1	0.99	32.21	- 3.22	32.05	4.29	16.31	0.24	7.05	30.26	39.19	315.58	16.78	
0	4.27	0	8.62	0	1.00	39.38	-	39.38	4.27	16.23	0.24	8.62	36.81	38.38	377.89	16.84	
1	4.27	0	9.8	0.1	0.99	44.78	4.48	44.55	4.29	16.31	0.24	9.80	42.06	37.82	423.35	16.94	
2	4.27	0	10.52	0.2	0.98	48.06	9.61	47.09	4.36	16.56	0.24	10.52	45.85	37.54	451.09	16.97	
3	4.27	0	10.57	0.3	0.95	48.29	14.49	46.07	4.48	17.01	0.24	10.57	47.31	37.59	453.84	16.98	
4	4.27	0	9.79	0.4	0.92	44.73	17.89	41.00	4.66	17.70	0.24	9.79	45.61	37.91	423.92	17.21	
5	4.27	0	4.91	0.5	0.87	22.43	11.22	19.43	4.93	18.74	0.24	4.91	24.21	38.58	216.37	19.59	
6	4.27	3.42	0.64	0.6	0.80	28.04	16.83	22.43	5.34	20.28	0.24	0.64	3.42	39.45	276.56	29.71	
7	4.27	5.39	0	0.7	0.71	39.59	27.71	28.27	5.98	22.72	0.24	-	-	40.59	401.70	38.60	
8	3.13	2.17	0	0.8	0.60	11.68	9.35	7.01	5.22	19.82	0.24	-	-	42.03	122.75	34.72	
							99.87				221.76					3 825.17	265.98

Fss	2,66
Fas	1,40

ETAT : DE VIDANGE RAPIDE

TALUS - AMONT : TABLEAU N°VI.15 (R =39,15 m)

N°	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	GnSin α	GnCos α	dl	Cdl	Tangø	Ui	Ui,dl	dn	aWndn	$\Sigma Cdl+(G\cos^2\alpha-Uidl)Tang\theta/Cos\alpha$	
-4	1.34	0	0.49	-0.4	0.92	0.71	- 0.28	0.65	1.46	5.56	0.24	0.49	0.72	38.93	6.90	6.03	
-3	3.91	0	2.26	-0.3	0.95	9.54	- 2.86	9.10	4.10	15.58	0.24	2.26	9.26	38.08	90.85	16.18	
-2	3.91	0	4.52	-0.2	0.98	19.09	- 3.82	18.70	3.99	15.16	0.24	4.52	18.04	36.94	176.27	15.55	
-1	3.91	0	6.38	-0.1	0.99	26.94	- 2.69	26.81	3.93	14.93	0.24	6.38	25.07	35.98	242.34	15.39	
0	3.91	0	7.82	0	1.00	33.02	0	33.02	3.91	14.86	0.24	7.82	30.58	35.24	290.93	15.45	
1	3.91	0	8.89	0.1	0.99	37.54	3.75	37.35	3.93	14.93	0.24	8.89	34.94	34.73	325.95	15.55	
2	3.91	0	9.56	0.2	0.98	40.37	8.07	39.55	3.99	15.16	0.24	9.56	38.15	34.48	347.99	15.63	
3	3.91	0	9.8	0.3	0.95	41.38	12.42	39.48	4.10	15.58	0.24	9.80	40.17	34.51	357.04	15.70	
4	3.91	0	9.6	0.4	0.92	40.54	16.22	37.15	4.27	16.21	0.24	9.60	40.96	34.80	352.69	15.88	
5	3.91	0	8.89	0.5	0.87	37.54	18.77	32.51	4.51	17.16	0.24	8.89	40.14	35.37	331.95	16.49	
6	3.91	0	7.57	0.6	0.80	31.97	19.18	25.57	4.89	18.57	0.24	7.57	37.00	36.19	289.22	18.25	
7	3.91	2.99	2.49	0.7	0.71	30.62	21.44	21.87	5.48	20.81	0.24	2.49	13.63	37.24	285.10	29.80	
8	3.91	2.28	0	0.8	0.60	15.33	12.27	9.20	6.52	24.76	0.24	-	-	38.48	147.51	43.48	
							102.45				209.27					3 244.73	239.37

Fss	2,34
Fas	1,29

ETAT : DE VIDANGE RAPIDE

TALUS - AMONT : TABLEAU N°VI.16 (R =36,12 m)

N°	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	GnSin a	GnCos a	dl	Cdl	Tangø	Ui	Ui,dl	dn	aWdn	$\frac{\sum Cdl+(Gcos^2\alpha-Uidl)Tang\theta}{Cosa}$
-4	1.69	0	0.66	-0.4	0.92	1.20	- 0.48	1.10	1.84	7.01	0.24	0.66	1.22	35.78	10.78	7.59
-3	3.61	0	2.43	-0.3	0.95	9.47	- 2.84	9.04	3.78	14.38	0.24	2.43	9.20	34.96	82.80	14.93
-2	3.61	0	4.52	-0.2	0.98	17.62	- 3.52	17.27	3.68	14.00	0.24	4.52	16.65	33.90	149.35	14.35
-1	3.61	0	6.23	-0.1	0.99	24.29	- 2.43	24.17	3.63	13.79	0.24	6.23	22.60	33.16	201.36	14.20
0	3.61	0	2.57	0	1	10.02	-	10.02	3.61	13.72	0.24	2.57	9.28	32.33	80.99	13.90
1	3.61	0	8.55	0.1	0.99	33.33	3.33	33.17	3.63	13.79	0.24	8.55	31.02	31.86	265.51	14.33
2	3.61	0	9.16	0.2	0.98	35.71	7.14	34.99	3.68	14.00	0.24	9.16	33.75	31.64	282.49	14.42
3	3.61	0	9.39	0.3	0.95	36.61	10.98	34.92	3.78	14.38	0.24	9.39	35.53	31.67	289.86	14.52
4	3.61	0	9.2	0.4	0.92	35.87	14.35	32.87	3.94	14.97	0.24	9.20	36.24	31.95	286.50	14.73
5	3.61	0	8.54	0.5	0.87	33.30	16.65	28.83	4.17	15.84	0.24	8.54	35.60	32.49	270.44	15.35
6	3.61	0	7.32	0.6	0.80	28.54	17.12	22.83	4.51	17.15	0.24	7.32	33.03	33.26	237.30	17.00
7	3.61	0	5.39	0.7	0.71	21.01	14.71	15.01	5.06	19.21	0.24	5.39	27.25	34.24	179.88	21.34
8	3.61	2.43	0	0.8	0.60	15.09	12.07	9.05	6.02	22.86	0.24	-	-	35.40	133.53	40.28
9	0.28	0.19	0	0.9	0.44	0.09	0.08	0.04	0.64	2.44	0.24	-	-	36.07	0.83	5.61
							87.16			197.53					2 471.63	222.56

Fss	2,55
Fas	1,43

ETAT : DE VIDANGE RAPIDE

TALUS - AMONT : TABLEAU N°VI.17 (R =40,96 m)

N°	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	GnSin α	GnCos α	dl	Cdl	Tangø	Ui	Ui,dl	dn	aWdn	$\frac{\sum Cdl+(G\cos^2\alpha-Uidl)Tang\theta}{\text{Cosa}}$		
-4	1.71	0	0.63	-0.4	0.92	1.15	- 0.46	1.06	1.87	7.09	0.24	0.63	1.18	40.67	11.72	7.68		
-3	4.1	0	2.6	-0.3	0.95	11.41	- 3.42	10.88	4.30	16.33	0.24	2.60	11.17	39.72	113.26	16.92		
-2	4.1	0	4.98	-0.2	0.98	21.85	- 4.37	21.41	4.18	15.90	0.24	4.98	20.84	38.53	210.44	16.26		
-1	4.1	0	6.92	-0.1	0.99	30.36	- 3.04	30.21	4.12	15.66	0.24	6.92	28.51	37.52	284.76	16.11		
0	4.1	0	8.44	0	1.00	37.03	-	37.03	4.10	15.58	0.24	8.44	34.60	36.62	338.98	16.16		
1	4.1	0	9.53	0.1	0.99	41.81	4.18	41.60	4.12	15.66	0.24	9.53	39.27	36.21	378.47	16.25		
2	4.1	0	10.25	0.2	0.98	44.97	8.99	44.06	4.18	15.90	0.24	10.25	42.89	35.95	404.14	16.30		
3	4.1	0	10.51	0.3	0.95	46.11	13.83	43.98	4.30	16.33	0.24	10.51	45.17	35.98	414.74	16.31		
4	4.1	0	10.29	0.4	0.92	45.14	18.06	41.37	4.47	17.00	0.24	10.29	46.03	36.30	409.67	16.42		
5	4.1	0	9.54	0.5	0.87	41.85	20.93	36.24	4.73	17.99	0.24	9.54	45.16	36.91	386.19	16.96		
6	4.1	2.85	5.3	0.6	0.80	43.35	26.01	34.68	5.13	19.48	0.24	5.30	27.16	37.78	409.43	24.52		
7	4.1	4.86	1.08	0.7	0.71	39.01	27.31	27.86	5.74	21.82	0.24	1.08	6.20	38.90	379.38	35.15		
8	3.36	2.32	0	0.8	0.60	13.41	10.73	8.04	5.60	21.28	0.24	-	-	40.26	134.95	37.40		
							118.74					216.01					3 876.12	252.44

Fss	2,13
Fas	1,18

NOTE DE CALCUL DU FERRAILLAGE :

Malgré que la variante de la digue retenue soit en terre, elle englobe aussi des parties qui seront réalisées en béton tels que l'évacuateur de crue, la chambre des vannes, le bassin d'amortissement et la tour de prise ce qui nécessite de réaliser un calcul de génie civil des armatures verticales et horizontales.

(Voir planche)

Et pour cela on a utilisé un programme EXCEL qui donne directement les résultats de calcul des armatures horizontales et verticale des différents ouvrages annexes tel que l'évacuateur de crue, l'enrobage de la conduite de vidange, la prise d'eau et le deux bassins de dissipation.

Introduction:

L'objectif de l'organisation de chantier est de réaliser l'ouvrage au moins dans les délais et avec le moindre coût.

Donc la bonne connaissance du site et la conception judicieuse de l'ouvrage ne suffisent pas à garantir la qualité et la sécurité de l'ouvrage, il faut porter soin à l'exécution et les moyens qui y sont consacrés pour la réussite de l'opération.

La réalisation des barrages nécessite l'utilisation de nombreux engins mécaniques (modernes et rentables) destinés à excaver transporter, niveler et compacter les matériaux.

Donc, il est important de s'assurer que le chantier soit confié à une entreprise Compétente et expérimentée et disposant de tous les moyens nécessaires pour l'exécution de tous les travaux dans de bonnes conditions.

Le délai de construction de l'aménagement hydraulique peut être change et cela en fonction des moyens de l'entreprise de construction.

Il est préférable de réaliser la digue pendant la période sèche de l'année, c'est pour cette raison que l'on n'a pas prévu un ouvrage de dérivation.

Le passage des crues de chantier a été prévu à travers la vidange de fond.

IX.1 .Organisation technique de préparation :

Les opérations essentielles de préparations dans l'organisation technique pour la construction hydrotechnique commencent par la préparation des documents qui donnent droit à l'organisme de réalisation l'exécution des travaux de construction.

L'organisation technique de préparation passe par les étapes suivantes :

- 1-Période de préparation, consiste à établir l'ordre chronologique et la cadence de réalisation des travaux en qualités et en quantités.
- 2-Mesure d'approvisionnement du chantier en matériaux de construction concernant le lieu et la qualité.
- 3- L'installation et la réalisation des routes d'accès soient à l'intérieur ou à l'extérieur du chantier
- 4- L'installation de la base de vie, des entrepôts pour les matériaux de construction et les ateliers nécessaires pour la construction ainsi que l'alimentation en eau et en énergie électrique.
- 5- préparations des moyens humains et mécaniques pour la construction.

IX .2 . Travaux de réalisation :

IX. 2.1. Travaux de terrassements

Pour la réalisation des travaux de terrassements, il est nécessaire d'établir la balance des masses volumiques de terrassement en adoptant les travaux les plus économiques en ce qui concerne la répartition et le transport des matériaux de construction sur le chantier, ainsi que le choix par les caractéristiques techniques des outils mécaniques.

IX. 2.2. Travaux d'excavations :

Les différentes opérations d'excavation devront être faites selon les données avancées dans le dossier des plans et le programme général des travaux, ces derniers comprennent le décapage, excavation et mise en dépôt des déblais suivant les étapes suivantes :

- 1- Décapage de la terre végétale sur l'assise de la digue et la zone d'emprunt, qui sera transporter vers une décharge dans une zone stable sans influence sur le déroulement et le régime des travaux.
- 2- Excavation de la clé d'ancrage au-dessous de la digue, dont la contenance du choix sera utiliser pour la protection des talus, le drainage qui seront misent en dépôts, les quantités excédentaires seront véhiculés vers la décharge.
- 3- Remblai de la clé d'encrage à partir de la zone d'emprunt après compactage par couche.

IX.2.3. Travaux sur la digue

Les phases de construction de la digue peuvent être les suivantes :

- 1- Construction des premiers ouvrages provisoires de protection du chantier et pour évacuation des débits de constructions.
- 2- Remblai sur la fondation et construction du puisard d'entrée comme élément essentiel pour l'évacuation des débits de construction.
- 3- Remblai et compactage du corps de la digue par couche, parallèlement on procède à l'installation de la conduite ainsi de la tuyauterie de la vidange de fond avec les travaux de béton avec l'ouvrage de prise de vidange de sortie.
- 4- La protection en enrochement du talus amont et la construction du tapis drainant ainsi que le prisme de drainage on utilisant le maximum des matériaux excavés à partir de la zone d'emprunt et la tranché d'ancrage.
- 5- Aménagement du canal d'amenée et la construction du seuil de déversement avec le coursier et le bassin de dissipation.

- 6- La protection du talus aval et la crête de la digue, après avoir réalisé les routes et pistes d'accès d'entretien et d'exploitation.
- 7- Finalisation des ouvrages de sortie en aval aussi on procède à l'aménagement final du site et les corrections des alentours du barrage avec le reboisement des versants et la correction torrentielle.

IX.2.4. Travaux secondaires

Cela consiste au travail dont le besoin est de pouvoir exploiter tous les ouvrages dans les meilleures conditions possibles.

- 1- L'aménagement de la zone d'emprunt.
- 2- Stabilité des décharges ainsi que leur protection contre l'érosion et leur éloignement des cours d'eau.
- 3- Reboisement des zones à risque d'érosion au alentour du barrage.

Tous les travaux peuvent être exécutés à partir de l'automne de la première année de construction et au cours de la deuxième année sauf pendant la période humide.

IX.4. Réalisation du barrage en terre :

La bonne connaissance du site de barrage et la conception judicieuse d'un ouvrage bien adapté à son site ne suffisent pas à garantir la qualité et la sécurité de l'ouvrage. Le soin apporté à l'exécution du barrage et les moyens qui y sont consacrés ont également une importance primordiale pour la réussite des opérations de construction. Il est donc nécessaire d'assurer que le chantier est confié à tous les moyens nécessaires pour réaliser l'ouvrage dans les bonnes conditions.

IX.4.1. Les moyens de chantier :

En ce qui concerne les moyens en personnel, l'entreprise devra indiquer nommément la personne physique responsable du chantier et son intérimaire en précisant leurs titre, références et compétence. Les mêmes indications devront être fournies pour les techniciens spécialisés tels que géotechnicien spécialiste en travaux d'étanchéité, d'injection etc. qui auraient à intervenir sur le chantier.

La construction d'une digue en terre nécessite l'utilisation de nombreux engins mécaniques destiné à scarifier, excaver, transporter, niveler et compacté les matériaux .

On peut distinguer le matériel de compactage, la fonction les caractéristiques principales et le rendement des différents engins de terrassement et de compactage susceptible d'être utilisés lors de la réalisation du petit barrage.

Organisation de chantier

- Les moyens humains :

En ce qui concerne les moyens humains pour la réalisation de l'ouvrage, on doit justifier la mise en œuvre du personnel compétent pour la réalisation des études préalables et pour la construction en précisant leurs titres et leurs compétences.

- Les engins de terrassement :

Le matériel général de terrassement comprend les engins traditionnels mis en œuvre pour la constitution des fouilles d'assise du barrage, l'extraction et / ou le transport des matériaux et la réalisation des finitions (remblai- enrochement ...).

- Le bulldozer.
- Pelle mécanique.
- Chargeur à pneu ou à chenilles.
- Décapeuse.
- Les niveleuses et les camions.

Le compactage des remblais est une phase très importante parce que cette opération est liée d'une façon directe à l'étanchéité de l'ouvrage. On fait appel aux engins suivants:

- Les compacteurs à pneus : Ils conviennent pour le compactage de tout type de sol.
- Les compacteurs à rouleaux vibrant : Ils sont utilisés pour le compactage des matériaux à angle de frottement élevé, tels les enrochements ou les sables à granulométrie serrée.
- Les compacteurs à pied dameurs (à pied de mouton) : Ils conviennent pour le compactage des sols fins.

-Le matériel de bétonnage :

On utilise le plus souvent des bétonnières pour la fabrication du béton nécessaire pour la construction des ouvrages en béton (évacuateur).

- Le matériel spécifique :

On utilise comme matériel :

- Les engins de forage et d'injection.
- Le matériel pour la fabrication des produits bitumineux.

IX.5. La succession des opérations de chantier :

Un des aspects caractérisant le mieux un barrage de petite et moyenne importance réside dans sa possibilité de construction en seule saison estivale. Il importe en effet de protéger le chantier pendant toute sa durée contre les risques de submersions par une crue de rivière. La concentration des opérations pendant une seule période sèche permet de diminuer

Organisation de chantier

considérablement, à risque égal, le calibre de la dérivation provisoire des eaux de la rivière destinée à isoler l'emprise du chantier des écoulements amont.

Au nord de l'algerie, la saison favorable par l'exécution d'un barrage en terre compacté se situe entre le mois de Mai et le mois de Septembre période au cours de laquelle les engins de terrassements peuvent travailler à leurs rendement optimal.

L'enchaînement chronologique des différentes phases du chantier comprend les opérations suivantes :

1- Travaux préparatoires :

- Installation du chantier, implantation des axes des Murs et mise en place éventuelle des déviations de circulation, reconnaissance complémentaires des ballastières.

- Construction de la dérivation provisoire du cours d'eau (dans le cas de petits cours d'eau on peut utiliser la conduite de prise d'eau et de vidange de fond comme ouvrage de dérivation provisoire du cours d'eau, dans ce cas cet ouvrage est exécuté en début de chantier Décapage des fondations et creusement éventuel de la clé d'ancrage du barrage.

- Préparation des zones d'emprunt.

- Déboisement et défrichage de la cuvette, démolition éventuelle d'infrastructure noyée.

2- Exécution des travaux :

- Remblaiement de la clé d'ouvrage et des fondations jusqu'au terrain naturel

- Mise en place de la conduite de prise d'eau et de vidange de fond.

- Approvisionnement des matériaux filtrants.

- Mise en place du système de drainage horizontal.

- Exécution du remblai et exécution simultanée du dispositif de filtre vertical.

- Génie civil des ouvrages de prise d'eau et de restitutions.

- Génie civil de l'évacuateur de crues.

- Mise en place de revêtement de talus.

- Mise en place des équipements hydromécaniques.

- Travaux de finition, fermeture des zones d'emprunt, revêtement de crête et de route d'accès, équipement divers et aménagement des abords

IX.6. Mode d'exécution des travaux :

IX.6.1. Travaux préparatoires :

a) La préparation des terrains :

La mise en place d'importantes quantités de matériaux prélevés dans le site ou approvisionnés de l'extérieur nécessite de larges dégagements d'espace autour de l'emprise de la digue, afin de ménager des aires de stockages et des pistes de circulations d'engins.

Les décapages de l'emprise de la digue, ainsi que des zones d'emprunt entraînent la mise en dépôt provisoire d'importantes quantités de terres végétales qu'il importe de stocker au voisinage de leur lieu de réutilisation afin de minimiser les distances de transport. La préparation du terrain inclut également les décapages et dessouchages de l'emprise totale des installations de chantier, le nettoyage de la cuvette (enlèvement des arbres) peut s'étaler jusqu'à la mise en eau de l'ouvrage.

b)- L'implantation des ouvrages :

Lors de l'exécution des plans à grande échelle nécessaires pour l'étude de l'ouvrage, il est prévu la mise en place d'une infrastructure topographique de base, c'est à dire un canevas géodésique et une maille de nivellement, qui sera utilisée pour le déroulement des phases ultérieures telles que l'implantation des ouvrages, le contrôle des travaux, le recollement la surveillance.

L'implantation des ouvrages consiste à matérialiser par rapport aux points de base mentionnés ci-dessus les éléments suivants :

*L'axe de la Digue du petit barrage définie par les coupes en travers.

*L'axe de la conduite de prise d'eau et vidange de fond.

*L'axe de l'évacuateur de crues.

c)- Dérivation des eaux :

Nous avons vu que pour des ouvrages de moyenne importance, la concentration des opérations de chantier sur une seule saison estival permet parfois d'utiliser la conduite de prise d'eau et vidange de fond pour dériver les eaux du cours d'eau aménagé, combinant ainsi sur seul ouvrage plusieurs fonction .

*Utilisation des eaux de la retenue (débit nominal d'équipement)

*Vidange accidentelle du petit barrage.

*Protection du chantier.

Le faible risque de crue importante pendant la période de construction permet généralement de définir des débits de même ordre de grandeur pour ces trois fonctions.

Le programme d'exécution des travaux devra être rigoureusement respecté tout le long du chantier.

La faible capacité d'évacuation de la conduite ne permettant pas, en général, d'évacuer des crues hivernales, il importe absolument que les travaux soient exécutés dans les délais prévus et toutes dispositions doivent être prises pour qu'aucun retard ne soit toléré au cours des différentes phases des travaux.

IX.6.2. Exécution des ouvrages

a) Les fouilles - tranchées d'ancrage :

Le fond de la fouille sera soigneusement nettoyé et asséché de toute venue d'eau .les parties rocheuses seront décapées et nettoyées de tous débris de rocher altéré .

Si après décapage le substratum apparaît trop lisse, sa rugosité sera accrue par scarification ou piquage au marteau pneumatique. Dans le cas général, on arrosera le rocher en ayant soin de ne laisser se former aucune flaque d'eau avant la mise en place du remblai.

b) Le remblai en terre compactée :

L'exécution du remblai en terre compacté comprend les deux phases les plus importants du barrage en terre qui sont le prélèvement des matériaux en ballastières et le compactage du remblai.

Les matériaux argileuses brunes collationneuses provenant des zones d'emprunt dans laquelle a eu lieu des prélèvements des échantillons de sols, seront réutilisés pour le remblaiement de la digue.

Le compactage du remblai peut être réalisé à l'aide de dameurs mécaniques,de l'équipement de transport, de rouleaux à pneus avec des dispositifs vibrant ou le plus souvent de rouleaux à pied de moutons parfois remplacés par des rouleaux à grilles .

Dans notre cas de réalisation on opte pour rouleau à pied de mouton. Théoriquement ces rouleaux peuvent être calculés d'après les considérations sur l'énergie de compactage.

Le dispositif de nettoyage prévu pour détacher la terre qui s'accumule entre les pieds de rouleaux doit fonctionner dans les deux sens de marche.

c) La confection des filtres et des drains :

La granulométrie des matériaux des filtres est en fonction de la nature du remblai.

Le compactage des filtres s'effectue à l'aide d'un compacteur à pneu vibrant. On note que la circulation des engins au dessus des collecteurs et des drains n'est autorisé qu'après la mise en place d'une couche suffisante de remblai.

Organisation de chantier

Les matériaux sont disposés en couches de 20 cm d'épaisseur à partir de camions à bennes ou rétro chargeurs et sont compactés. Le mode de mise en oeuvre doit respecter l'homogénéité granulaire des matériaux des différentes couches de filtres.

d) Mise en œuvre de dispositifs d'étanchéité :

Lorsque la nature des terrains de la retenue ou celle des matériaux constitutifs de barrage ne permet pas d'obtenir une étanchéité suffisante, il y aura lieu de mettre en oeuvre des dispositifs de matériaux d'étanchéité dont les différents types ont été décrits. L'exécution d'un filtre drain sous-jacent au dispositif d'étanchéité est souvent nécessaire.

e) Protection des talus :

La crête est protégée par une couche des matériaux insensible à l'eau (un mélange gravier-bitume), bien compactés et résistant à la circulation des véhicules.

La mise en place des enrochements pour la protection des talus se fait à l'aide d'une pelle mécanique. Les enrochements seront posés sur des épaisseurs au moins égales à celle indiquées sur les plans d'exécution.

f) Compactage :

On compacte le sol dans le corps du barrage couche par couche par un rouleau. Pour atteindre la densité du projet, il faut faire de couche de sol de 30cm d'épaisseur avec 6 à 8 passes au rouleau pour obtenir un remblai bien compacté. Un contrôle journalier doit être fait durant toute la période de réalisation du remblai. Pendant la saison d'été il faut augmenter la quantité d'eau pour l'humidification et pour faciliter le compactage.

IX.7. Le devis estimatif :

Le devis estimatif et quantitatif est représenté dans le tableau suivant :

Organisation de chantier

Tableau N°IX.1 : Le devis estimatif et quantitatif

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire	Montant
A	La digue				
1	Décapage	m ³	5307.70	160,00	849232.00
2	Remblai	m ³	80725.34	300.00	24217602.00
3	Déblai	m ³	1887.75	280,00	528570.00
4	Sable.	m ³	794.13	1300,00	1032369.00
5	Gravier.	m ³	1459.61	1300,00	1897493.00
6	Enrochement.	m ³	3930.71	2400,00	9433704.00
7	Gravier +bitume.	m ³	108.23	7000,00	757610.00
8	Tout-venant	m ³	987,92	1200,00	1185504.00
9	Béton armé	m ³	21.25	20000.00	425000.00
10	Béton propreté	m ³	21.25	6000.00	127500.00
B	Evacuateur de crue				
1	Déblai.	m ³	1963.52	300.00	589056.00
2	Remblai	m ³	1580.21	280.00	442458.00
3	Béton armé.	m ³	577.63	20000.00	11552600.00
4	Enrochement.	m ³	31.80	2400.00	76320.00
5	Béton propreté	m ³	51.20	6000.00	307200.00
C	Vidange de fond				
1	Déblai	m ³	358.50	300.00	107550.00
2	Remblai.	m ³	114.74	280.00	32127.20
3	Béton ordinaire	m ³	35,54	6000.00	213240.00
4	Conduite 400mm	ml	100	1500.00	150000.00
5	Vanne 400mm.	U	2	50000.00	100000.00
6	Béton propreté	m ³	232	6000.00	1392000.00
7	Béton armé.	m ³	232	20000.00	4640000.00
8	Enrochement	m ³	2232	2400.00	5356800.00
Montant global					65413935.00

IX.8. La planification des travaux :

La concentration des opérations des travaux sur une courte période exige une organisation stricte de chantier et la mise à la disposition d'un parc de matériel dont les possibilités dépassent de 20% les cadences moyennes journalières calculées. Si pour les ouvrages modestes de volume de l'ordre de 100000 m³ de remblai au moins, les moyens disponibles de la plupart des entreprises autorisent une certaine élasticité des délais.

IX.8.1 Détermination des délais des travaux :

Chaque opération est affectée d'un délai de réalisation dans le tableau ci après :

Organisation de chantier

Tableau N°IX.2. : Symboles des opérations

Phases des Travaux	Opérations	Duré (mois)
Phase 01 : Installation du chantier, implantation des axes des Murs et mise en place éventuelle des déviations de circulation.	A	1
Phase 02 : Construction de la dérivation provisoire du cours d'eau et Décapage des fondations et creusement éventuel de la clé d'ancrage du barrage	B	1
Phase 03 : Préparation des zones d'emprunt.	C	2
Phase 04 : Déboisement et défrichage de la cuvette	D	2
Phase 05 : Remblaiement de la clé d'ouvrage et des fondations jusqu'au terrain naturel	E	3
Phase 06 : Mise en place de la conduite de prise d'eau et de vidange de fond	F	1
Phase 07 : Approvisionnement des matériaux filtrants	G	2
Phase 08 : Mise en place du système de drainage horizontal.	H	1
Phase 09 : Exécution du remblai et exécution simultanée du dispositif de filtre vertical.	I	4
Phase 10 : Génie civil des ouvrages de prise d'eau et de restitutions	J	1
Phase 11 : Génie civil de l'évacuateur de crues.	K	2
Phase 12 : Mise en place de revêtement de talus.	L	3
Phase 13 : Mise en place des équipements hydromécaniques.	M	1
Phase 14 : Travaux de finition, fermeture des zones d'emprunt, revêtement de crête et de route d'accès, équipement divers et aménagement des abords.	N	2

Organisation de chantier

Figure N°IX.1 : Réseau à nœuds

Organisation de chantier

IX.9. Détermination des chemins critiques :

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Ainsi on obtient les résultats consignés dans le tableau suivant :

Tableau N°IX.3. : Détermination des chemins critiques

Opération	TR	D.P		D.F.P		M.T
		D.C.P	D.F.P	D.C.P.P	D.F.P.P	
A	1	0	1	0	1	0
B	1	1	2	1	2	0
C	2	2	4	2	4	0
D	2	5	7	5	8	1
E	3	7	10	8	11	1
F	1	4	5	4	5	0
G	2	5	7	5	7	0
H	1	7	8	7	8	0
I	4	8	12	8	12	0
J	1	2	3	2	3	0
K	2	3	5	3	7	2
L	3	10	13	11	14	1
M	1	5	6	7	12	6
N	2	12	14	12	14	0

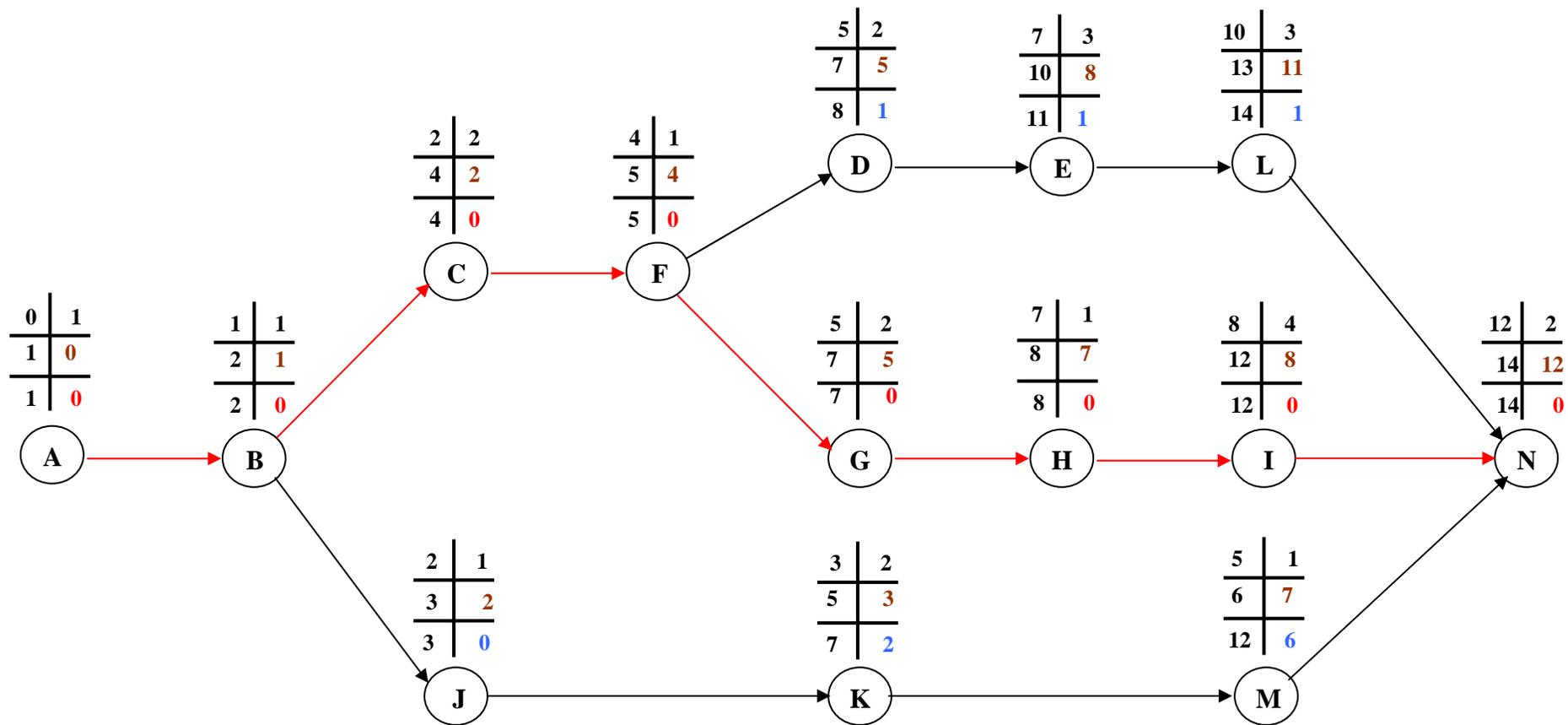
D'après le chemin critique, le temps de réalisation de la retenue collinaire BAKH- BAKH est égal à 14 mois.

Organisation de chantier

**Tableau N° IX.4. : Programme des travaux pour la réalisation de la retenue collinaire sur oued TAABANE
(Diagramme de GaNT)**

Mois Phase de réalisation	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Phase1 : Installation du chantier, implantation des axes des Murs et mise en place éventuelle des déviations de circulation.	1													
Phase2: Construction de la dérivation provisoire du cours d'eau et Décapage des fondations et creusement éventuel de la clé d'ancrage du barrage		1												
Phase3: Préparation des zones d'emprunt.			2											
Phase4 : Déboisement et défrichage de la cuvette						2								
Phase5 : Remblaiement de la clé d'ouvrage et des fondations jusqu'au terrain naturel								3						
Phase 06 : Mise en place de la conduite de prise d'eau et de vidange de fond					1									
Phase 07 : Approvisionnement des matériaux						2								
Phase 08 : Mise en place du système de drainage horizontal.								1						
Phase 09 : Exécution du remblai et exécution simultanée du dispositif de filtre vertical									4					
Phase 10 : Génie civil des ouvrages de prise d'eau et de restitutions			1											
Phase 11 : Génie civil de l'évacuateur de crues				2										
Phase12 : Mise en place de revêtement de talus											3			
Phase13 : Mise en place des équipements hydromécaniques.						1								
Phase14 : Travaux de finition, fermeture des zones d'emprunt, revêtement de crête et de route d'accès, équipement divers et aménagement des abords.													2	

Fig N°VIII.01 : Réseau nœuds



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 moments, c'est pour cela qu'on doit chercher des solutions pour promouvoir contre ces derniers.

Les différents organismes intéressés par les sécurités lors du travail et les services d'inspection ont édicté un certain nombre de règlements qui doivent s'appliquer aux chantiers.

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.

VII -1-Conditions dangereuses dans le chantier [10]:

- 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.

VII -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 -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 danger.
- Les abris doivent être aérés et climatisés.

VII-4-Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation:

Puisque les travaux de terrassement sont les travaux qui prennent la plupart du temps dans la réalisation du barrage on a proposé plan de sécurité adapté aux travaux de terrassement généraux, de soutènement et de fondation profondes. On a résumé ce plan dans le tableau suivant.

Tableau (VII -1) :

Objectifs visés	Mesures appropriées à envisager
1) Prévenir les risques d’accident par chutes, chutes et engins de terrassement.	Disposition concernant : -La réalisation du chantier de jour comme nuit. -Les zones interdites au public. - Les précautions particulières à prendre en cas de brouillard. -Réglementation de la circulation , signalisation interne aux chantiers, dépôts (panneaux, repérages, etc.....).
2) Limiter les risques d’incidents lors de l’approvisionnement du chantier. Assurer la stabilité, la consolidation et la reprise des éléments stockés.	Repérage des lignes électriques.

3) Prévenir les accidents lors de l'utilisation du matériel : De renversement des engins ; De l'éboulement des terrains ;	Disposition à prendre pour le guidage des camions et des engins notamment lors des manœuvres en marche arrière.
4) Eviter les heurtes entre les engins et renversement des engins.	Interdiction de dépassement et de stationnement.
5) Assurer la stabilité à la conservation et la reprise aisée des éléments stockés.	-Définition des lieux de stockage des divers matériaux. -Moyens de calage de chargement et de déchargement.
6) Eliminer les surcharges en bordure des fouilles.	Mode de stockage des déblais et leur mode de déchargement.
7) Prévenir les chutes des objets.	Examen des câbles soumis à des sollicitations particulières.
8) Prévenir des ruptures des organes de levage.	Disposition et consignes particulières concernant l'entretien des matériels, des installations, les engins et les véhicules.
9) Heurts des personnes par les outils.	Les travailleurs qui utilisent la pioche ou la pelle dans leurs activités doivent être tenus à une distance suffisant les uns des autres.

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.

CONCLUSION

La région D'EL OMARIA est dotée d'un régime agricole nécessitant des besoins en eau importants en matière d'irrigation.

Ainsi, notre travail a consisté en l'étude de faisabilité d'une retenue collinaire sur OUED THAABANE

En effet, des campagnes de reconnaissance de terrain ont fait l'objet de plusieurs visites du terrain en guise de prospection.

Aussi, comme le travail l'exige, les conditions géologiques, hydrogéologiques, hydrologiques et technico-économiques, ont été examinées et discutées minutieusement.

Nous sommes parvenus aux résultats suivants :

- Le site étudié présente de bonnes conditions géologiques, hydrologiques avec un apport liquide appréciable.
- La digue de la retenue collinaire sur OUED THAABANE est une digue dite homogène et sera construite uniquement avec des argiles.
- Evacuateur de crue latéral a sera réalisé sur la rive gauche.
- La stabilité des talus de la digue est vérifiée pour tout les cas de sollicitation..

Les résultats obtenus par le biais de ce travail sont satisfaisants. Donc, le site proposé pour la réalisation de cet ouvrage est favorable tant sur le plan technique que sur le plan économique.

Référence bibliographique

- [1] BELKONOV.J, 1981 Barrage en matériaux locaux .Tipaza .Algérie
- [2] B.TOUAIBIA (Cours T.D. D'hydrologie) Blida 1998
- [3] B.TOUAIBIA (Régularisation des débits) polycopie de cours
'École National supérieur de l'hydraulique Blida 1995
- [4] B.TOUAIBIA et B.BENLAOUKLI (introduction au dimensionnement des Retenues collinaires
- [5] C.I.G.B (évacuateur onde de choc et entraînement d'air)
- [6] G.REMENIERAS (hydrologie de l'ingénieur) édition Eyrolles 1986
- [7] G.POST et DE Londe ((barrage en taire compacté pratique américaine)
Édition Gantier –Villars parie
- [8] M. Hassan (Guide méthodologique de calcul hydraulique de l'évacuateur de
Crue a entonnement frontal) ENSH 1995
- [9] M.DUNGLAS «cours d'ouvrage d'art 1^{ere} 2^{eme} 3^{eme} partie»
- [10] M.CARLIER « Hydraulique générale et appliquée »
- [11] P.DEBREIL « Initiation d'analyse Hydrologique »
'Édition Masson et Cie orston Paris 1974'
- [12] PADAUX «Technique de barrages en aménagement rural »
'Édition Eyrolles 1985'
- [13] VOLKOV «Guide de la thèse de fin d'étude »Blida1986
- [14] J-M DURAND «Technique de petits barrages en Afrique sahélienne et équatoriale»
'Édition Cemagref'