REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE
«ARBAOUI Abdellah »

DEPARTEMENT SPECIALITES

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Spécialité : Conception des ouvrages hydrotechniques

THEME

Etude d'une retenue collinaire sur Oued Maricani à M'Daourouch Wilaya Souk Ahras

Présenté par :
Mr. ARKAM MEHDI

Promotrice :
Mr. B. BENLAOUKLI

Devant le jury composé de

Nom et prénom	Grade	Qualité
M^{r} : K.MIHOUBI	Professeur	Président
M^{r} : M.D.BENSALEH	M.A.A	Examinateur
M^{me} A.ADDOU	M.A.A	Examinatrice
M^{r}: I.ZAIBAK	M.A.B	Examinateur
M^{r}: B.BENLAOUKLI	M.C.A	Promoteur

Septembre 2015

Dédicace

Je dédie mon travail à mes très chers parents, qui n’ont pas arrêté d’être derrière moi et me soutenir du début jusqu’à la fin, ces êtres chers qui n’ont pas manqué de me donner tout afin que je réussisse, qui m’ont aimé et chéri dès le premier jour. Cette pensée à eux n’est qu’une infime reconnaissance et un fragment de l’amour que je leur porte …

Je tiens aussi à dédier ce travail à Radhia Hadbi, qui n’a pas manqué de me soutenir et de m’aider, de m’épauler et me supporter pendant toute cette période, à elle je dirige cette petite pensée qui ne saurait exprimer tous mes sentiments...

Merci à mes deux grand-mères qui m’ont elles aussi, accompagné par leurs pensées et prières tout au long de ma période de préparation.

Merci à tous !

ARKAM Mehdi

REMERCIEMENTS

Au terme de ce travail, Je tiens à exprimer ma reconnaissance et ma profonde gratitude à tous ceux et celles qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de cette thèse.

J'adresse ma plus grande reconnaissance à mon promoteur, M^{r} B.BENLAOUKLI qui a été bienveillant à mon égard, et qui a eu l'amabilité de se montrer patient et indulgent envers moi durant toute la durée de ma préparation.

A tout le personnel et professeurs de l'école nationale supérieure d'hydraulique.

A tous les professeurs et responsables qui ont contribué à ma formation.

Aux membres de jury qui me font l'honneur de juger et évaluer ce travail.

Une mention spéciale à ma famille et à mes amis pour la motivation et les encouragements qu'ils m'ont apportés tout au long de ce travail.

ARKAM Mehdi

ملخص:

هذا العمل هو دراسة تقنية شاملة في وادي ماريكاني ، في منطقة مداورش (ولاية سوق أهراس) لتصميم و إقامة سد صغير لتلبية الاحتياجات الزراعية في المنطقة.

بعد الدراسات الجيولوجية و الجيوتقنية ،متبوعة بالدراسة الهيدرولوجية ، قمنا بعد اقتراح ثلاثة متغيرات ثمبتصميم سدنا ، هذا الأخير سيكون على ارتفاع 13.5م بسعة قدرها 0.275 مليون م^3 , و تم فحص استقراره ، إضافة إلى كونه مصحوبا بتصميم ملحقاته ، ثم نتمم الدراسة بجوانب سلامة العمل وتنظيم مواقع البناء.

Résumé :

Ce travail est une étude technique complète effectuée au niveau de l'oued Maricani, dans la région de M'Daourouch (wilaya de Souk Ahras), afin de concevoir et implanter un petit barrage visant à subvenir aux besoins agricoles de la région.

Après avoir fait les études géologiques et géotechniques, suivi de l'étude hydrologique, on a dimensionné un ouvrage après avoir proposé trois variantes, ce dernier aura une hauteur de 13.5m pour une capacité de 0.275 Mm^3,et a été vérifié sur le plan stabilité, en plus d'être accompagné d'un dimensionnement de ses ouvrages annexes, puis on a clôturé l'étude par les volets sécurité de travail et organisation du chantier.

Abstract

This work is a complete technical study done at Oued Maricani, in the region of M'Daourouch (wilaya of Souk Ahras), in order to conceive and implant a small dam aiming to satisfy the region's agricultural need.

After we did the geological, geotechnical, and hydrological studies, we designed a dam after proposing three variants, this one will be of a high of 11.5 m and its capacity will be 0.275 Mm^3, its stability has been verified, besides being accompanied by a design of its side annexes, to finally conclude by work's safety and site's organization.

Sommaire

Titre	Page
I. ETUDE TOPOGRAPHIQUE	1
I.1GENERALITE SUR LES BARRAGES	2
I.2.SITUATIOIN GEOGRAPHIQUE DU SITE	3
I.3. DOCUMENTATION TOPOGRAPHIQUE	4
I.4. CHOIX SU SITE DU BARRAGE	6
I.5. CARACTERISTIQUES MORPHOLOGIQUES.	6
I.6. CLIMAT.	7
II. ETUDE GEOLOGIQUE	8
INTRODUCTION	8
II.1. GEOLOGIE DE L'AIRE D'ETUDE	8
II.1.1. GEOLOGIE REGIONALE	8
II.1.1.1. MIOCENE	9
II.1.1.1.a. PLIOCENE	10
II.1.1.1.b. MIOCENE $^{1-2}$	10
II.1.1.1.c. MIOCENE $^{2-3}$	10
II.1.1.2. QUATERNAIRES	11
II.1.1.2.1. CALCAIRE LACUSTRE (qa^1)	11
II.1.1.2.2. ARGILES ET LIMONS DE TEINTE ROUGE (qa_{ar}^{1})	11
II.1.1.2.3. TERRAINS DE PENTE (DEPOTS DELUVIAUX $\underline{q_d}^2$)	11
II.1.1.2.4. CROUTES CALCAIRES (qc1)	11
II.1.1.2.5. TERRAINS DE PENTE ET DEPOTS TORRENTIELS (q_{dp}^{2})	12
II.2. ASPECTS TECHNIQUE ET PALEOGRAPHIQUE	13
II.3. CONTEXTE HYDROGEOLOGIQUE	16
II.4. SISMICITE	16
III.ETUDE GEOTECHNIQUE	18
INTRODUCTION	18
BUT DE L'ETUDE	18
PROGRAMME DE L'ETUDE	18
III.1. PROSPECTION DU SITE	18
III.1.1. ASSISE DE LA DIGUE	18
III.1.2. CUVETTE DE LA RETENUE	18
III.1.3. ZONE D'EMPRUNT	19
III.2. CARATERISTIQUES GEOTECHNIQUES	21
III.2.1. EMPRISE DE LA DIGUE	21
III.2.2. ZONE D'EMPRUNT	21
III.3. STABILITE DES OUVRAGES	21
III.3.1. FONDATIONS DE LA DIGUE	21
III.3.2. STABILTE DE LA DIGUE	21
III.3.3. EVACUATEUR DE CRUE	21
III.4. ETANCHEITE DE LA CUVETTE	22
III.5. MATERIAUX POUR FILTRES ET DRAINS	22
III.6. MATERIAUX ROCHEUX	22
CONCLUSION	22
IV. ETUDE HYDROLOGIQUE	24
INTRODUCTION	24
IV.1CARACTERISTIQUES DU BASSIN VERSANT	25
IV.1.1GENERALITES	25
IV.1.2.DEFINITION DU BASSIN VERSANT	26

IV.1.2.1 PARAMETRES GEOMETRIQUES 26
a- SUPERFICIE DU BASSIN VERSANT 26
b- PERIMETRE DU BASSIN VERSANT 26
IV.1.2.2 PARAMETRES DE FORME 26
a- INDICE DE COMPACITE DE GRAVELIUS « KC» 27
b- RECTANGLE EQUIVALENT 27
IV.1.2.3 .PARAMETRES DU RELIEF 28
a- COURBE HYPSOMETRIQUE 28
b- LES ALTITUDES CARACTERISTIQUES 30
L'ALTITUDES MAXIMALES ET MINIMALES 30
L'ALTITUDE MOYENNE 30
L'ALTITUDE MEDIANE 31
c- INDICES DE PENTE 32
d- PENTE MOYENNE 32
e- INDICE DE PENTE DE ROCHE I_P 33
f- INDICE DE PENTE GLOBALE I_G 34
g- INDICE DE PENTE MOYENNE I_{PM} 34
h- DENIVELE SPECIFIQUE (D_S) 34
IV.1.2.3. CARACTERISTIQUES HYDROGRAPHIQUES 35
a- DENSITE DE DRAINAGE Dd 35
b- DENSITE DU THALWEG ELEMENTAIRE 35
c- COEFFICIENT DE TORRENTIALITE 35
d- TEMPS DE CONCENTRATION DU BASSIN VERSANT t 36
- FROMULE DE GIANDOTTI 36
- FORMULE DE KIRIPCH 36
- FORMULE DE TURRAZA 37
e- VITESSE DE RUISSELLEMENT 38
IV.2.CARACTERISTIQUES CLIMATIQUES 39
IV.2.1 TEMPERATURE DE L'AIR 39
IV.2.2 REGIME DU VENT 41
IV.2.3 L'EVAPORATION A PARTIR DE LA SURFACE D'EAU 41
IV.2.4 LES PRECIPITATIONS 43
a- PRECIPITAITON MENSUELLE ET ANNUELLE 43
b- PRECIPITATION MAXIMALE JOURNALIERE 46
IV.3.ANALYSE STATISTIQUE DES PLUIES MAXIMALES JOURNALIERE 47
IV.3.1VERIFICATION DE L'HOMOGENEITE DE LA SERIE 47
IV.3.2CHOIX DE LA LOI D'AJUSTEMENT 49
IV.3.2.1AJUSTEMENT DE LA SERIE PLUVIOMETRIQUE A LA LOI DE GUMBEL (DOUBLE EXPONENTIEL) 49
IV.3.2.2.AJUSTEMENT DE LA SERIE PLUVIOMETRIQUE A LA LOI DE GALTON (LOG-NORMALE) 53
IV.4.PLUIES DE COURTE DUREE A DIFFERENES FREQUENCES 56
IV.5 ETUDE DES APPORTS 59
IV.5.1GENERALITES 59
IV.5.2APPORT ANNUEL MOYEN 59
a- FORMULE DE SAMIE 59
b- FORMULE DE DERIE II 59
c- FORMULE DE MALLET–GAUTHIER 59
d- FORMULE DE MEDINGER 60
e- FORMULE DE COUTAGNE 60
f- FORMULE DE DERIE I 61

IV.5.3.CARACTERISTIQUES DE L'ECOULEMENT 62
a- LAME D'EAU ECOULEE MOYENNE 62
b- COEFFICIENT DE L'ECOULEMENT 62
c- MODULE SPECIFIQUE 62
d- MODULE D'ECOULEMENT 62
e- COEFFICIENT DE VARIATION 62
- FORMULE DE PADOUN 62
- FORMULE DE SOKOLOVSKY 62
- FORMULE D'URGIPROVODKMOZ 63
- FORMULE DE KRITSKLY-MENKEL 63
IV.5.3.IRREGULARITES DES APPORTS 63
- **ESTIMATION FREQUENTIELLE DES APPORTS** 63
IV.6. ETUDE DES CRUES 64
IV.6.1GENERALITES 64
IV.6.2 FORMULES EMPIRIQUES 64
a- METHODE VOLUMIQUE (FORMULE DE SOKOLOVSKY) 64
b. FORMULE DE TURRAZA 66
c. FORMULE DE MALLET–GAUTHIER 66
d. FORMULE DE GIANDOTT 67
IV.6.3 CHOIX DU DEBIT DE CRUE 68
IV.6.4 HYDROGRAMME DES CRUES 68
IV.6.5 CHOIX DE LA CRUE DE PROJET 70
IV.7.APPORT SOLIDE ET ESTIMATION DU VOLUME MORT 73
IV.7.1 FORMULES EMPIRIQUES 74
a- FORMULE DE TIXERONT 74
b- FORMULE DE FOURNIER 74
IV.7.2. CALCUL DU VOLUME MORT 75
a- METHODE LIEE A L'EROSION SPECIFIQUE 75
b- METHODE DE TIXERONT 76
IV.8 REGULARISATION DES DEBITS 76
IV.8.1. REPARATITION DES APPORTS MENSUELS 77
IV.8.2.COURBES CARACTERISTIQUES 78
IV.8.3. CACLUL DU VOLUME UTILE 81
- **PROCEDE DU CALCUL** 81
- **REGULARISATION MENSUELLE SANS PRENDRE EN COMPTE LES PERTES** 81
IV.8.4.REGULARISATION EN PRENANT COMPTE DES PERTES 82
a- CALCUL DES PERTES. 82
b- ESTIMATION DE L'ERREUR. 82
IV.9. LAMINAGE DES CRUES. 85
IV.9.1. METHODE DE KOTCHERINE 85
IV.9.2. ETUDE D'OPTIMISATION 88
IV.9.3 LAMINAGE FINAL 89
V. CHOIX DES VARIANTES 94
V. GENERALITES 94
V.1. LE CHOIX DU SITE DU BARRAGE 94
V.2. LE CHOIX DU TYPE DU BARRAGE 95
V.3. LES VARIANTES DE LA DIGUE A CHOISIR 96
V.4. DEFINITION DU PROFIL GENERAL DU BARRAGE 98
V.4.1. HAUTEUR DU BARRAGE 98

V.4.1.1. CALCUL DE LA REVANCHE 98
a) FORMULE DE STEVENSON GAILLARD 98
b) FORMULE DE MALLET ET PAQUANT 98
c) FORMULE SIMPLIFIEE 99
V.4.2. LARGEUR EN CRETE 99
1. FORMULE DE KNAPEN 99
2. FORMULE DE F-PREECE 99
3. FORMULE ANONYME (SIMPLIFIEE) 99
4. FORMULE PRATIQUE 100
V.4.3. LA LONGUEUR EN CRETE 100
V.4.4. PENTES DES TALUS 100
V.4.5. LES BERMES 101
A) TALUS AMONT 101
B) TALUS AVAL 101
- **DISPOSITIF DE PROTECTION CONTRE LES EFFETS DE L'EAU ET DESCRIPTION GENERALE DES VARIANTES DE PROTECTION DES TALUS** 101

1) TALUS AVAL 101
2) TALUS AMONT 101
V.4.6. ORGANES D'ETANCHEITE 103
1- LA CLE D'ANCRAGE 103
2- LES DRAINS 103
- **DIMENSIONNEMENT DU DRAIN TAPIS** 103
- **DIMENSIONNEMENT DU DRAIN PRISME** 104
- **DIMENSIONNEMENT DU DRAIN VERTICAL** 104

V.5. ETUDE TECHNICO-ECONOMIQUE DES VARIANTES CHOISIES 105
V.5.1. BARRAGE HOMOGENE EN ARGILE AVEC DRAIN VERTICAL 107
V.5.2. BARRAGE ZONE 109
V.5.3. BARRAGE A MASQUE AMONT 110
V.6. ESTIMATION DU COUT DES VARIANTES 112
VI. ETUDE DE LA VARIANTE CHOISIE 114
VI.1. DEFINITION DU PROFIL GENERAL DU BARRAGE 114
VI.1.1. CLASSIFICATION DE L'OUVRAGE 114
VI.1.2. DIMENSIONNEMENT DE LA DIGUE (HOMOGENE EN ARGILE) 114
1- HAUTEUR DU BARRAGE 114
2- CALCUL DE LA REVANCHE 115
a. FORMULE DE STEVENSON-GAILLARD 115
b. FORMULE DE MALLET ET PAQUANT 115
c. FORMULE SIMPLIFIEE 115
3- LARGEUR EN CRETE 116
- **FORMULE DE KNAPEN** 116
- **FORMULE DE F-PREECE** 116
- **FORMULE ANONYME (SIMPLIFIEE)** 116
- **FORMULE PRATIQUE** 116

4- LONGUEUR EN CRETE 117
5- PENTES DES TALUS 117
VI.2. DISPOSITIF DE PROTECTION CONTRE LES EFFETS DE L'EAU ET DESCRIPTION GENERALE DES VARIANTES DE PROTECTION DES TALUS 118
1) TALUS AVAL 118
2) TALUS AMONT 118
VI.3. ORGANES D'ETANCHEITE 119

VI.3.1. LA CLE D'ANCRAGE 119
VI.3.2. LE DISPOSITIF DE DRAINAGE DU REMBLAI 120
VI.3.2.1. LE DRAIN VERTICAL 120
VI.3.2.2. TAPIS DRAINANT SOUS LE TALUS AVAL 121
VI.3.2.3. LE PRISME DE DRAINAGE 122
VI.3.3. CALCULS DES FILTRES 122
a) REGLE DES FILTRES 122
b) DETERMINATION DE LA COURBE GRANULOMETRIQUE DES FILTRES 123
c) VERIFICATION DE L'ABSENCE DE RENARDS DANS LE SOL DES FILTRES 124
d) VERIFICATION DE LA NECESSITE DE CONSTRUIRE UN FILTRE ENTRE LE DRAIN ET LA DIGUE 125
VI.4. PROTECTION DE LA CRETE 126
VI.5. CALCUL DES INFILTRATIONS A TRAVERS LA DIGUE ET LES FONDATIONS 127
VII. STABILITE 131
VII.1. GENERALITES 131
VII.2. CONSEQUENCES DE L'INSTABILITE DES TALUS 131
VII.3. ORDRE DE CALCUL (METHODE DES TRANCHES) 132
VII.4. CALCUL DES FORCES APPLIQUEES A CHAQUE TRANCHE 133
VII.5. CLASSEMENT DES FORCES 135
VII.6. CALCUL DU COEFFICIENT DE SECURITE POUR LES DIFFERENTS TYPES DE FONCTIONNEMENT 135
1. **CALCUL DE Ks (COEFFICIENT DE SECURITE)** 135
2. **CALCUL DU Ks POUR LE CAS DE VIDANGE RAPIDE** 136
VIII. VARIANTES DES OUVRAGES ANNEXES 141
INTRODUCTION 141
VIII.1. OUVRAGE DE PRISE D'EAU 141
VIII.1.1. TYPE DE PRISE 141
PRISE D'EAU EN CHARGE 141
PRISE D'EAU FLOTTANTE 141
TOUR DE PRISE 142
VIII.2. OUVRAGE DE VIDANGE 142
VIII.2.1. TYPE DE VIDANGE 142
CONDUITE DE VIDANGE EN CHARGE 142
CONDUITE A ECOULEMENT LIBRE 142
OUVRAGES DE VIDANGE A BATARDEAU 142
VIII.2.2. CHOIX DE LA VARIANTE 143
VIII.2.3. DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES POUR LA CONDUITE DE VIDANGE 143
VIII.3. OUVRAGE D'EVACUATEUR DE CRUES 144
VIII.3.1. CRITERES DE CHOIX DE L'EVACUATEUR DE CRUES 144
VIII.3.2. DIFFERENTS TYPES DES EVACUATEURS DE CRUES 145
- **EVACUATEUR DE CRUES EN PUITS (TULIPE)** 145
- **EVACUATEUR DE CRUES LATERAL A ENTONNEMENT LATERAL** 145
- **EVACUATEUR DE CRUES LATERAL A ENTONNEMENT FRONTAL** 145
- **EVACUATEUR DE CRUES EN SIPHON** 146
VIII.3.3. CHOIX DE LA VARIANTE 146
VIII.4. DIMENSIONNEMENT DE LA VIDANGE ET LA PRISE D'EAU 147
VIII.4.1. CALCUL DE LA SECTION DE CONDUITE DE VIDANGE DE 147

FOND ET DE SON DIAMETRE
VIII.4.2 DIMENSIONNEMENT DE LA PRISE D'EAU 149
IX. EVACUATEUR DE CRUES 151
DIMENSIONNEMENT HYDRAULIQUE 151
IX.1.1. CANAL D'AMENEE 151
. IX.1.2. DEVERSOIR 153
IX.1.3. CHENAL CONVERGENT 154
IX.1.4. LE COURSIER 155
IX.1.5. DISSIPATEUR D'ENERGIE 158
IX.1.6. CANAL DE RESTITUTION 159
IX.2. CONCEPTION DE L'EVACUATEUR DE CRUES 160
IX.2.1. HAUTEUR DES MURS BAJOYERS 161
IX.2.2. VERIFICATION DE L'APPARITION DE PHENOMENES 161
HYDRAULIQES DANS LE COURSIER
1. **ENTRAINEMENT D'AIR** 161
2. **VERIFICATION DE L'APPARITION DES VAGUES** 162
ROULANTES
X. ORGANISATION DU CHANTIER 163
XI. SECURITE DE TRAVAIL 180
CONCLUSION GENERALE
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES
ANNEXES

Liste des tableaux

Chapitre I : Etude Topographique : non existant.
Chapitre II : Etude Géologique : non existant.

Chapitre III : Etude géotechnique : non existant.
Chapitre IV : Etude Hydrologique :

- Tableau IV.1 Répartition des surfaces partielles et cumulées.
- Tableau IV.2 Tableau de calcul de la hauteur moyenne.
- Tableau IV.3 Détermination des altitudes.
- Tableau IV.4 Répartition de longueurs des courbes de niveau.
- Tableau IV.5 Détermination de l'indice de pente de roche I_p.
- Tableau IV.6 Récapitulatif des calculs de Tc.
- Tableau IV.7 Récapitulatif des caractéristiques du Bassin Versant.
- Tableau IV.8 Répartition mensuelle des températures.
- Tableau IV.9 Vitesses moyennes du vent (m/s).
- Tableau IV.10 Valeurs moyennes de l'évaporation selon l'évaporateur «Colorado».
- Tableau .IV.11 : Evaporation à partir de la surface de la retenue (mm).
- Tableau IV.12. Sommes mensuelles et annuelles des précipitations tirée du post M'Daourouch 120403
- Tableau. IV.13. Précipitations journalières maximales (mm).
- Tableau IV.14. P_{jmax} d'après la station de M'Daourouch (120403).
- Tableau IV.15. Valeurs classées avec leurs signes.
- Tableau IV.16. Tableau d'ajustement à la loi Gumbel à partir du logiciel Hydrolab.
- Tableau IV.17. Tableau d'ajustement à la loi Log-Normale (Galton) à partir d'Hydrolab.
- Tableau IV.18. Les pluies max journalières obtenues par l'ajustement à la loi de Galton.
- Tableau IV.19. Pluies et intensités de courtes durées.
- Tableau IV.20. Tableau des pluies de courtes durées et des intensités de différentes périodes de retour correspondantes au temps de concentration Tc= 1,324h.
- Tableau IV.22. Cv calculé par les différentes méthodes
- Tableau. IV.23 : l'Apport fréquentielle.
- Tableau IV.24 : Débits fréquentiels pour différents sous bassins
- Tableau. IV.25 .Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de TURRAZA) obtenues par la méthode SOKOLOVSKI.
- Tableau IV.26 : Débits fréquentiels pour différents sous bassins obtenues par la méthode GIANDOTTI.
- Tableau IV.27. Etude des crues.

- Tableau. IV.28. Catégories des dommages résultant des crues.
- Tableau. VI.29.Crues de projet recommandé.
- Tableau. IV.30.Choix de la crue de projet.
- Tableau IV.31.La répartition des apports et des besoins (agricoles) sont des données fournies par le bureau d'étude.
- Tableau IV. 32. Calcul des volumes et surfaces pour le traçage des courbes caractéristiques
- Tableau IV.33. Données nécessaires au laminage.
- Tableau IV.34. Résultats du laminage par la méthode de KOTCHERINE
- Tableau IV.35. Coût de l'ouvrage pour différentes largueurs du déversoir.
- Tableau IV.36. laminage suivant la méthode PAS à PAS.

Chapitre V : Etude des variantes de la digue :

- Tableau V.1. calcul de la revanche.
- Tableau V.2. récapitulatif du calcul de la largeur de crête du barrage.
- Tableau V.3. Valeurs indicatives des pentes des talus.
- Tableau V.4. Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et du poids.
- Tableau V.5. Volume des recharges (argiles)
- Tableau V.6. Volume du Rip-Rap
- Tableau V.7. Volume des drains.
- Tableau V.8. Volume des filtres.
- Tableau V.9. Volume du noyau d'argile.
- Tableau V.10. Volume des recharges du corps d'appui.
- Tableau V.11. Volume des sables.
- Tableau V.12. Volume du béton pour le masque amont.
- Tableau V.13. Volume des recharges.
- Tableau. V.14 : les coûts des variantes étudiées.

Chapitre VI. Etude de la variante choisie :

- Tableau VI.1 Classe de barrages en terre en fonction du type de fondation.
- Tableau VI.2 calcul de la revanche.
- Tableau VI.3 récapitulatif du calcul de la largeur de crête du barrage.
- Tableau VI.4. Valeurs indicatives des pentes des talus.
- Tableau VI.5 Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et du poids.
- Tableau VI.6 : Les coordonnées de la parabole de KOZNEY.

Chapitre VII. Etude de stabilité de la digue

- Tableau VII.1. Coefficient de stabilité admissible des talus.
- Tableau VII.2 : (K_1-K_2) en fonction des pentes des talus (V.volkov, 1986)
- Tableau VII.3 : coefficient de sécurité pour le talus amont.
- Tableau VII.4: coefficient de sécurité pour le talus aval.

Chapitre VIII : Etude des variantes des ouvrages annexes.

- Tableau VIII.1 Type de vidange de fond en fonction de $H^2.\sqrt{v}$

Chapitre IX : Etude de la variante choisie de l'évacuateur de crue.

- Tableau IX.1 Récapitulatif des résultats
- Tableau IX.2 Récapitulatif des résultats obtenus par le logiciel canal 21.
- Tableau IX.3 : Calcul de ligne d'eau
- Tableau IX.4 : Ligne d'eau à pas d'espace de 10m.
- Tableau IX-5: Vitesse critique d'aération à pas de 5m.

Chapitre X : Organisation du chantier.

- Tableau X.1 : Le devis estimatif et quantitatif.
- Tableau X.2. : Symboles des opérations.
- Tableau X.3. : Détermination des chemins critiques
- Tableau X.4. : Programme des travaux pour la réalisation du la retenue collinaire sur oued Ain El Maricane (Diagramme de Gant)

Chapitre XI : Sécurité de travail.

- Tableau XI .1 : Objectifs et mesures de sécurité.

Liste des figures

Chapitre I : Etude topographique :

- Figure I.1 : Rive gauche de la retenue collinaire.
- Figure I.2 : Plan de situation de l'ouvrage.
- Figure I.3 : Extrait de la carte topographique de la région de M'Daourouch.

- Figure I.4 :

Chapitre II : Etude Géologique :
- Figure II.1 Extrait de la carte géologique à l'emplacement du site d'étude.
- Figure II.2 Coupe géologique de l'axe de la retenue collinaire.
- Figure II.3 Levé géologique de la surface dans la zone d'étude.
- Figure II.4 carte de sismicité de la région d'étude
- Figure II.5 carte de zones sismiques de la région d'étude.

Chapitre III : Etude Géotechnique :
- Figure III.1 Carte d'implantation des sondages au niveau du site de l'étude.

Chapitre IV : Etude Hydrologique :
- Figure IV.1 Délimitation du bassin versant en utilisant Mapinfo 7,5
- Figure IV.2 Courbe Hypsométrique.
- Figure IV.3 Planimétrie des surfaces partielles avec Mapinfo.
- Figure IV.4 Répartition mensuelle de la température.
- Figure IV.5 Répartition de l'évaporation dans la Wilaya de Souk-Ahras
- Figure IV.6. Résultats obtenus par l'ajustement à la loi Gumbel à partir du logiciel Hyfran.
- Figure IV.7 Graphique d'ajustement à la loi Gumbel.
- Figure IV.8. Résultat montrant la bonne adéquation de la loi par le test des Khi-carrés à partir d'Hyfran.
- Figure IV.9. Résultats obtenus par l'ajustement à la loi de Galton à partir d'Hyfran.
- Figure IV.10. Graphique de l'ajustement à la loi de Galton à partir d'Hyfran.
- Figure IV.11. Résultat montrant la bonne adéquation de la loi par le test des Khi-carrés à partir d'Hyfran

- Figure IV.12. Courbe des intensités en fonction du temps.
- Figure IV.13. Courbe des pluies de courtes durées en fonction du temps.
- Figure IV.14. Hydrogramme de crues
- Figure III.15 Courbe capacité- hauteur.
- Figure IV.16. Graphique du laminage de la crue par KOTCHERINE.
- Figure IV.17. Graphique de l'estimation du coût des variantes.
- Figure IV.18. Laminage de crue pour une largeur déversante B = 6m.

Chapitre V : Etude des variantes de la digue :

- Figure V.1. digue homogène.
- Figure V.2. digue zonée et à noyau centrale.
- Figure V.3. digue à masque amont.

Chapitre VI : Etude de la variante choisie.
- Figure VI.1. Clé d'encrage du barrage
- Figure VI.2 .calcul les infiltrations qui travers le corps de la digue.

Chapitre VII : Etude de stabilité de la digue : non existante.
Chapitre VIII : Etude des variantes des ouvrages annexes : non existante.
Chapitre IX : Etude de la variante choisie de l'évacuateur de crue.
- Figure IX.1. Ligne d'eau dans le canal d'amenée tirée du logiciel canal 21.
- Figure IX. 2 Profil Creager du déversoir.
- Figure IX.3. Profil de la ligne d'eau dans le coursier.

Chapitre X : Organisation du chantier.
- Figure X.1 : Réseau à nœuds

Chapitre XI : Sécurité de travail : non existante.

Liste des planches

Planche 1 : Plan de l’aménagement.

Planche 2 : Schéma de calcul de stabilité.

Planche 3 : Coupe de la digue et détails de la digue.

Planche 4 : Profil en long de l’évacuateur de crue.

Planche 5 : Profil en long de la vidange de fond et prise d’eau.

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 d'une retenue collinaire sur oued Maricani 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.

Etude Topographique

Introduction :

Avant de commencer l'étude de l'avant-projet qui permet en premier lieu de se prononcer sur l'aptitude topographique du site et de positionner au mieux le barrage et ses ouvrages

annexes, il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance des conditions topographiques, géologiques, géotechniques et hydrologiques du site.

Les données topographiques nécessaires concernent le bassin versant de la retenue, la vallée de la rivière à l'amont et l'aval du barrage, le site de barrage et celui de la retenue et les zones d'emprunts des matériaux de construction de la digue.

Dans ce chapitre, nous décrivons les méthodes utilisées pour la recherche de sites et ses résultats.

D'une manière générale, le choix de l'emplacement d'un barrage se fait par étapes en opérant une sélection parmi les sites candidats de moins en moins nombreux selon la procédure suivante :

- Analyse des cartes topographiques.
- Reconnaissance du terrain par des études géologique et topographique.
- Estimation de la structure du terrain au moyen de la prospection géologique ou d'autres techniques possibles
- Vérification de la structure du terrain au moyen du test de forage, de l'essai de perméabilité ou d'autres techniques possibles
- Estimation du mécanisme d'écoulement des eaux à partir des résultats de l'observation des oueds.
- A cela s'ajoute au besoin, les données hydrologiques et météorologiques, telles que la pluviométrie et le débit du cours d'eau, est également collectées pour déterminer la nécessité et la faisabilité du barrage.

D'autre part, la gestion et l'entretien du barrage nécessite une participation active de la communauté locale. Il faut donc mener une étude socio-économique afin de déterminer la possibilité de la participation des habitants. Une fois l'emplacement fixé, il est également important de promouvoir la participation de la communauté locale dès le stade de l'avant-projet.

I-1- Généralités sur les barrages :

- **Définition :**

Les barrages sont des ouvrages destinés à retenir et à stocker de l'eau pour la restituer à des utilisateurs divers.

Ce sont des ouvrages hydrauliques, souvent importants, très délicats du point de vue de leur conception, et de leur réalisation et de leur exploitation et qui nécessitent un entretien très soutenu et soigné.

En effet, la ruine partielle ou totale d'un tel ouvrage se traduit par une catastrophe, la plus part de temps.

Si on veut une définition complète, on peut se rapporter de celle donnée par le professeur H.PRESS de Berlin : « un barrage est un ouvrage fixe de retenue qui partant de la section du cours d'eau, ferme complètement la vallée et réalise un bassin de retenue utilisé comme réservoir ».

- **But des barrages :**

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

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

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

1. protection contre les crues
2. alimentation en eau potable
3. amélioration de la navigation
4. irrigation
5. production de l'énergie électrique
6. besoins industriels

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

I.2. Situation géographique du site :

Le site de la retenue collinaire qui fait l'objet de cette étude se situe à une distance de 1,5 km de la RN 81A dont l'intersection se trouve à 7 km de la ville de M'Daourouch à Souk Ahras en direction de l'Est.

L'accès au site peut s'établir par l'aval du barrage, plus précisément en rive gauche ou il existe deux pistes qui permettront aux engins de passer,

Figure I.1. Rive gauche de la retenue collinaire.

Les coordonnées Lambert selon la carte 1/50000 sont :

X=958.20 Km
Y=321.30 Km
Z =845 m

Le plan de situation de l'ouvrage est montré de la figure (I.2).

I.3. Documentation topographique.

Un intérêt particulier doit être accordé à la collecte des données fiables, dont la consistance dépend principalement de l'approche méthodologique. La présente étude nécessite des données cartographiques, hydrologiques et pluviométriques de la région où se trouve le bassin versant.

La documentation topographique pour des travaux sur l'étude de faisabilité du barrage et pour justifier les conceptions de l'étude, on a reçu les documents cartographiques suivant :

- Carte topographique Ech 1 :50 000 ;
- Levé topographique du site du barrage à l'échelle 1:1000 et de la cuvette de retenue à l'échelle 1:1000 (réalisé par BET pluridisciplinaire)

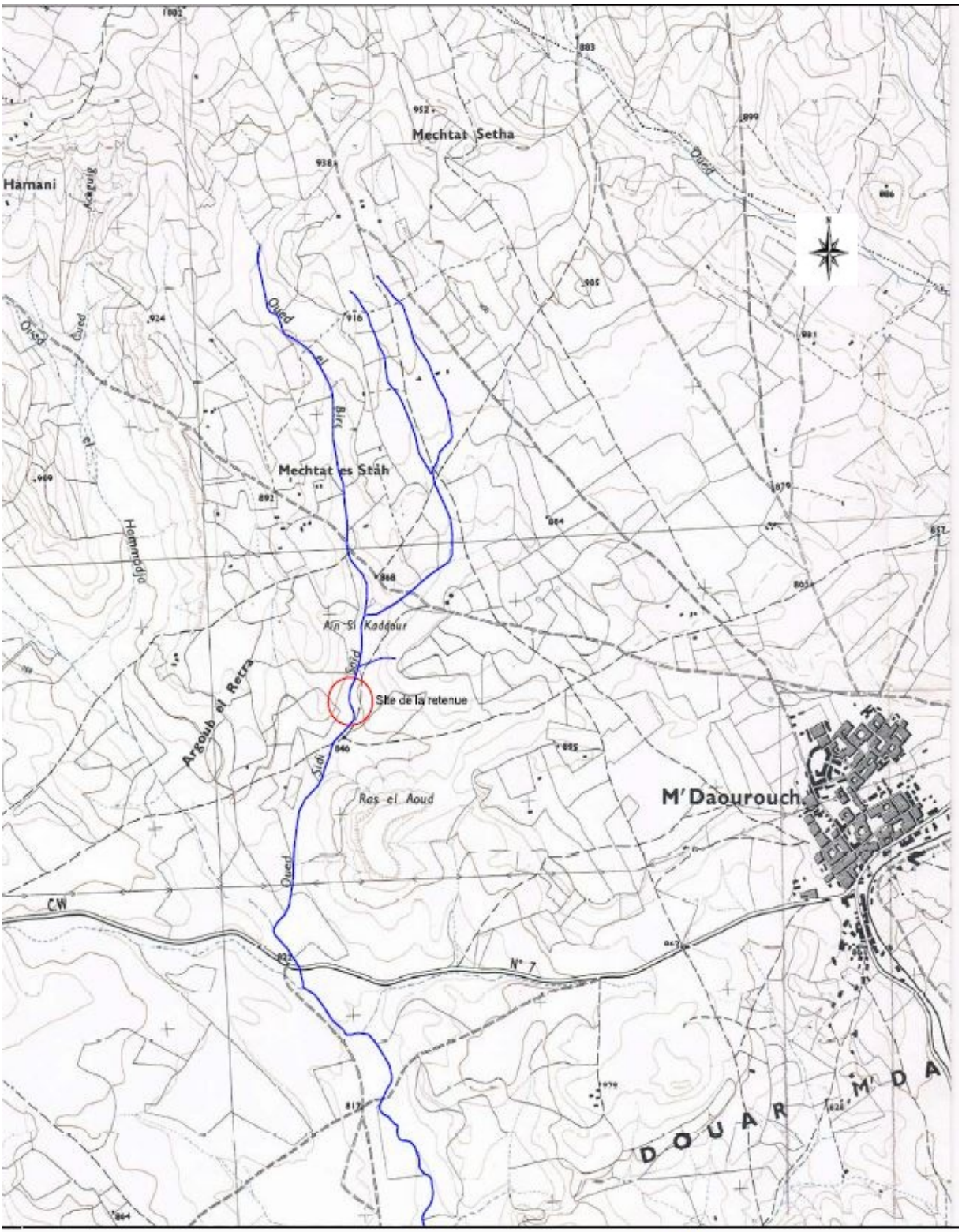


Figure I.2. Extrait de la carte topographique 1/25000 de la région de M'Daourouch

I.4. Choix du site du barrage (et l'axe du barrage) :

Le choix d'un site apte pour la réalisation d'un ouvrage qui répond aux meilleures conditions techniques et économiques est basé essentiellement sur les connaissances et les conditions topographiques, géologiques, géotechniques et hydrauliques du site.

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

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

Lors de la préparation d'un inventaire de sites possibles des barrages dans la région, et sur la base des résultats géologiques et des conditions topographiques, nous avons choisi l'axe le plus économique et le plus stable.

Au stade de l'Etude de faisabilité on a examiné deux sites de l'aménagement hydraulique sur l'oued Ain El Maricane :

- le site Maricani I situé à 50 m en aval du confluent des oueds Tifech et Sidi Said
- le site Maricani-II situé à 650m en amont du site Maricani-I.

Le site Maricani II, selon les conditions géologiques, s'avérerait préférable car il est situé dans une vallée resserrée. Les prospections ont été faites sur ce site. Dans les limites de la zone du site on a foré 5 sondages d'une profondeur de 70 à 80 m. Dans les sondages on a effectué 13 injections et 7 remplissages d'eau. On a prélevé les échantillons de roches dont 4 ont fait objet des essais de laboratoire. Les résultats des travaux de reconnaissances et d'essais ont permis de déterminer les conditions géologiques du site.

I.5.caractéristiques morphologiques :

Le site d'oued **Maricani** est caractérisé surtout par des chaînes montagneuses qui dominent la région du bassin versant, offrant ainsi des passages à l'oued qui s'achemine vers le sud.

L'oued est encadré par deux (02) monticules dont l'altitude maximale est de 1000 m avec un niveau de l'oued de l'ordre de 841m

I.6.Climat :

- Par sa situation géographique, la région délimitant l'oued Maricani jouit d'un climat méditerranéen à nuance continentale.
- La caractéristique essentielle de ce climat réside dans l'alternance d'une saison sèche et chaude (mai- septembre) et d'une saison pluvieuse et humide (octobre –avril) précipitation moyenne 74,55mm.
- La température moyenne en été est de 36,6° C.
- Les mois le plus pluvieux sont décembre et janvier avec une moyenne de 90,88mm et 91,74 mm respectivement.
- Les mois le moins pluvieux sont juillet et aout avec une moyenne de 5,80 mm et 11,79 mm respectivement.

Etude géologique

Introduction :

Concernant les études géologiques et géotechniques, on abordera tout particulièrement:

- les diverses techniques possibles.
- l'identification et choix du site du barrage.
- les études géologiques, géotechniques et les travaux de reconnaissance permettant l'adéquation du projet au site choisi avec notamment le type du barrage le mieux adapté.
- le suivi géologique des travaux de construction du barrage.

En effet, l'importance primordiale de la connaissance du contexte géologique et géotechnique dans lequel va être intégré la retenue étudiée, alliée à la très grande variété des fondations envisagées, qui fait de chacune d'elle un objet unique, ne permettant pas de définir à priori l'importance et la nature des reconnaissances nécessaires.

Seul, un ingénieur chevronné est capable d'adapter le déroulement des études au contexte géologique qui mettent peu à peu en évidence les problèmes identifiés ou supposés, selon un processus itératif qui se traduit classiquement par un programme de reconnaissances constitué de plusieurs phases (l'orientation et le contenu de chacune étant définis à l'issue de la précédente).

Ces reconnaissances doivent permettre d'éviter, dans la mesure du possible, la rencontre de problèmes imprévus lors des travaux de construction du barrage, pouvant amener à une augmentation du coût de l'ouvrage ou un retard dans l'exécution des travaux qui peut être toujours néfastes (d'autant plus que l'ouvrage est petit et bénéficie généralement d'un financement limité avec peu de marge de manœuvre).

II.1. Géologie de l'aire d'étude

II.1.1. Géologie régionale

Dans le cadre de cette étude, il est important de situer la structure géologique de notre zone d'étude par rapport aux ensembles tectono-sédimentaires régionaux, c'est à dire incluant utilement l'appartenance des rives, de la surface de la retenue et en général du bassin de Oued Maricani.

L'analyse des données géologiques régionales (notamment la notice de la carte géologique de la région de M'daourouch) indique que notre aire d'étude appartient sur le plan orographique au système montagneux de l'Atlas Saharien.

Les reliefs les plus marquants sont Djebel Slatnia à l'est et Mechtat Setha au nord ; les unités géomorphologiques les plus en vue à proximité de la zone d'étude sont Mechtat Ras el Aoud au sud, Mechtat Es-Stah au nord et Oued el Hammadja à l'ouest.

Le site d'étude est constitué en majeure partie d'une succession de structures synclinales, à faciès très variable à l'échelle du bassin d'alimentation. On note aussi la présence de structures anticlinales un peu plus au nord de notre site.

Notre site situé à la partie sud-ouest de la carte, offre un relief aplani, tubulaire, ou à collines moutonneuses avec des cotes de 850m à 950m.

Le réseau hydrographique est relativement bien développé, les cours d'eau permanents dans le sud-ouest sont divers, l'oued Tifech étant le plus important (les nombreux affluent des oueds de la région tarissent habituellement en été).

L'agencement de ces différentes structures s'est établi dans une direction majeure Nord Ouest – Sud Est passant par le site.

On peut dire que ces mégastructures sont de grande extension géographique : les différents flancs anticlinaux et synclinaux peuvent être remarqués et observés le long de la route Beni Srour – Ain El Melh.

En rapport avec notre aire d'étude, la localisation de la structure correspondante est importante à définir dans ces faciès respectifs qui la constituent ; on reconnait les terrains carbonatés, marins, carbonatés terrigènes, les faciès continentaux qui représentent les formations meubles ou faiblement cimentées du pliocène, plio-quaternaire et quaternaire.

La configuration générale géologique régionale est synthétisée par la coupe reprise par la figure 2 donnée ci dessous. Ainsi, au plan stratigraphique, l'analyse détaillée de la carte géologique (Feuille M'Daourouch), montre les variétés des structures géologiques régionales. Toutefois, la succession des différents termes lithologiques au sein de l'unité synclinale est établie selon la coupe géologique A-B se trouvant sur la carte et qui passe par notre zone d'étude.

a. Miocène

La puissante série terrigène du Miocène participe au remplissage des dépressions inter montagneuses et constitue le cœur des structures synclinales.

Elle se subdivise en termes inférieur, daté du Miocène inférieur-moyen et supérieur, attribué au Miocène moyen-supérieur.

Pliocène : conglomérats, micropoudingues, grès, argile, marnes

Les sédiments pliocènes sont localisés dans les structures synclinales de Madaure, El Madjene, et forment des pointements épars au Sud et à l'Est du massif diapirique de Tifech.

La série est représentée par des terrains continentaux qui sont discordants sur les formations sous-jacentes du Trias, du Crétacés, et du Miocène.

Sa partie inférieure, épaisse de 150-200m est constituée de conglomérats, micropoudingues, grès à interlits métriques (2-3m maximum), d'argiles et de marnes argileuses rouges. Au sommet de la coupe (100-150m) prédominent les argiles rubéfiées, de calcaires marneux, et dans le bassin de la Khmissa, le sommet de la série comporte une couche gypseuse épaisse de 0,5 à 1m.

Miocène$^{1-2}$: inferieur-moyen : conglomérats, grès, argiles, marnes.

Ces dépôts sont largement répandus dans la partie centrale du territoire de la feuille, dans la dépression d'El Hamri, et le long de la bordure sud du bassin de Madaure ou ils sont suivis sous forme de bande irrégulière de 2 km de large. Dans les dépressions de Sraia Hanecha, ils forment de petits pointements.

Ils sont transgressifs sur les séries sénoniennes, sur lesquelles ils reposent avec une discordance angulaire prononcée. Dans le Sud-est du territoire de l'étude, région de Bled Tabaga et Mechtat Bou Sessou, ils surmontent les terrains du Paléocène avec une discordance stratigraphique.

La série est représentée par des grès quartzeux durs à intercalations lenticulaires, de grès peu cohérents, et de sable. On y trouve aussi quelques rares bancs métriques de marnes et de calcaires, ainsi que la présence de micropoudingues et de grès grossiers en bordures des dépressions.

La coupe de la série est discontinue d'un point à l'autre du territoire, et les intercalations marno-argileuses prédominent dans les parties centrales des pressions. Ainsi, la coupe suivante est reconnue dans le sondage D-1 de la carte implanté au voisinage de la route nationale n°16, dans la région de Mechtat Ouled Boukehil à proximité du bord nord de la dépression de Madaure, ou reposent sur les calcaires du Maestrichtien :

- argiles gréseuses à rares graviers … 22m
- grès moyens de teinte blanchâtre ou jaunâtre à rare gravelles … 43m
- argiles gris-verdâtres… 1m
- grès fins à rares gravelles… 24m

L'épaisseur de la coupe citée est évaluée à 90m pour un gisement supposé subhorizontal des terrains du Miocène inférieur-moyen.

Miocène$^{2-3}$: moyen-supérieur : argiles, marnes, silts, grès.

Les sédiments de cet âge occupent les parties voisines des cœurs des structures synclinales, étirées vers le nord-est. Ils surmontent en discordance les terrains du Crétacé supérieur et du Miocène inférieur-moyen. La série est représentée par une séquence dans laquelle alternent les couches plurimétriques d'argiles, de marnes, et de silts. Des bancs de grès quartzeux ou glauconieux de teinte gris-jaunâtre ou brun-verdâtre sont constatés à la base de la série.

D'importantes variations de faciès sont souvent constatées sur de proches distances, d'une coupe à l'autre, s'exprimant par le changement de quantité des lits de grès. Ainsi, dans les structures synclinales, les intercalations gréseuses sont abondantes.

b. Quaternaires

calcaire lacustres (qa^1) :

Les couches horizontales et subhorizontales, constituées par ces roches, se dégagent parfaitement bien sur le fond du modèle de la dépression moi-pliocène de M'Daourouch et dans celle de Khamissa.

Dans la partie Sud-ouest, au voisinage d'Agroub et Rebta, les calcaires lacustres reposent sur les argiles rubéfiées du Pliocène. La coupe débute par une couche d'argile claire de 1.5m, quasiment blanche, renfermant un lit décimétrique de 0.3m de galets à éléments de calcaires crétacés. Plus haut, une série calcaire d'environ 15m d'épaisseur offre de rares vestiges de gastéropodes. Les roches sont compactes, localement grumeleuses. Elles sont quelques fois difficiles à distinguer des croutes carbonatées décrites ci-après.

argiles et limons de teinte rouge (q_{ar}^1) :

Dans la partie nord-ouest et sud-ouest,les argiles et limons sableux de teinte rouge surmontent les calcaires lacustres, ils sont localement recouverts par un pendage (1m d'épaisseur au maximum), de graviers et de cailloutis.

L'épaisseur totale des dépôts varie de 5 à 15m.

terrains de pente (dépôts déluviaux q_d^2) : limons et fragments de croûte calcaire.

Ces dépôts sont développés exclusivement dans les zones d'extension des croûtes calcaires, en bordure Ouest du territoire mentionné sur la feuille, sur la rive droite de l'Oued Tifech, dans les sites qui se trouvent à l'ouest et au nord-ouest de la localité de M'Daourouch. Attaqué par le processus d'érosion, la croûte calcaire s'est fragmentée en morceaux de quelques décimètres. Ces fragments sont emballés dans du limon avec lequel ils forment une masse de teinte grise ou gris clair.

L'épaisseur de ces dépôts ne dépasse pas 1-1.5m.

croûtes calcaires (q_c^1) :

Sur le territoire de la feuille géologique, les croûtes calcaires sont dispersées sous formes de multiples témoins qui peuvent se trouver aussi bien sur les terrains néogènes que sur les séries du Crétacé supérieur. Les croûtes calcaires représentent une roche à texture terreuse, grumeleuse, pulvérulente, et moins souvent compacte, de teinte blanche, jaunâtre ou rosâtre. C'est un gravier mal roulé de roches crétacées à la base de la série.

terrains de pente et dépôts torrentiels (q_{dp}^2) : rocaille, sable, limon.

Ces formations sont les plus répandues, Elles sont rencontrées dans les zones d'extension des argiles et marnes argileuses du Crétacé et du Mio-Pliocène et se font plus rares sur les diapirs triasiques. Ces dépôts sont facilement altérables et se transforment rapidement en couches limoneuses épaisses. Là, où sont les limons, se trouvent des grès de calcaire relativement durs ; la base de cette série limoneuse renferme du matériel rocailleux d'origine locale, dans les zones d'extension des terrains miocènes. Ces limons deviennent gréseux et contiennent de multiples grains glauconieux et des intercalations lenticulaires de sable, les limons développés sur les terrains argilo-marneux étant plus fins.

L'épaisseur totale de ces formations ne dépasse pas 10 à 15m.

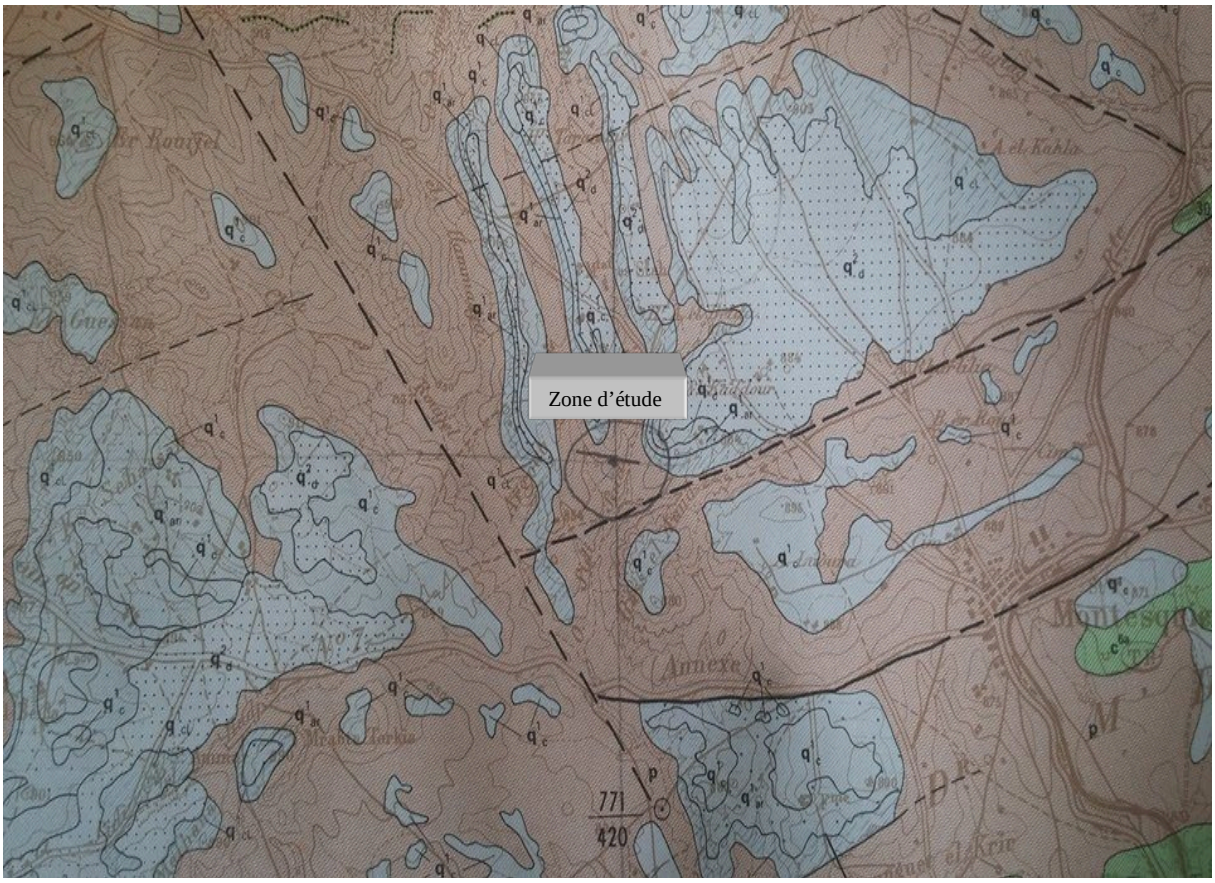


Figure. II.1 Extrait de la carte géologique à l'emplacement du site d'étude.

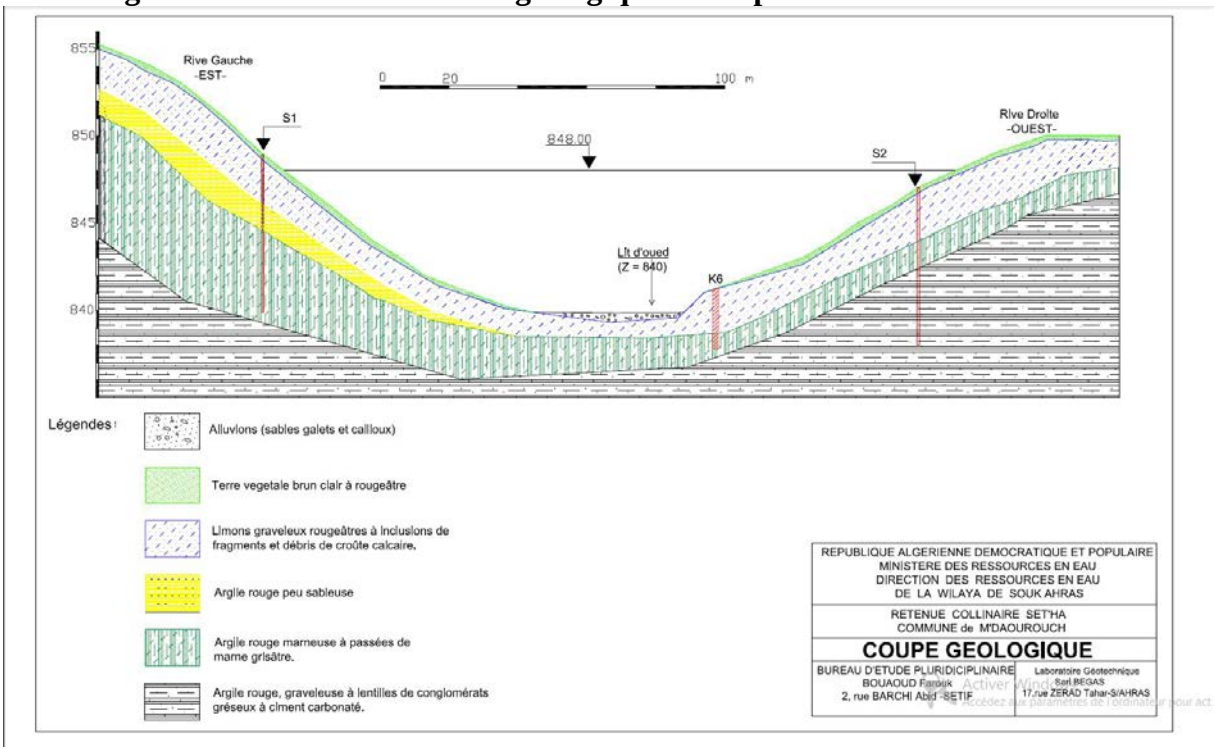


Figure. II.2 Coupe géologique de l'axe de la retenue collinaire.

II.2. Aspects tectonique et paléogéographique

Dans le plan tectonique régional, le territoire de la feuille géologique se situe au Nord du domaine plissé de l'Atlas Saharien et se rapporte à la plate-forme épi-hercynienne à

couverture mésocénozoïque déformée ; les éléments tectoniques régionaux de cette plate-forme ; les sillons Aurès-Kef, occupent la majeure partie du Sud-est du territoire, et le bombement d'Ain M'lila au Nord-Ouest et se rejoignent vers le Nord-Ouest de la région. Ils se distinguent l'un l'autre par la profondeur des gisements de leurs socles magnétiques (paléozoïques) qui se situe à près de 2km sous le bombement, ainsi que par les conditions de mise en place de leurs couvertures sédimentaires et l'allure de leurs déformations tectoniques. Toutefois, il convient de noter que ces différences sont peu apparentes sur le territoire d'étude du fait que seule la partie marginale de ce bombement est situé sur le territoire de la feuille.

Les ensembles structuro-formationnels suivants (association de roches sédimentaires) : triasique, crétacé éocène, miocène et plioquaternaire, constituant en gros la couverture sédimentaire, sont compris dans les structures des zones tectoniques susmentionnées. Ils sont séparés par des surfaces de discordance structurale. Les discordances les plus nettes sont celles qui sont liées aux mouvements orogéniques qui se sont produits à la fin de l'Eocène et à la limite du Miocène et du Pliocène.

L'ensemble structuro-formationnel triasique apparaît dans les cœurs des structures diapirique de Tifech et de Souk Ahras, couvrant des dizaines de kilomètres carrés. Ces diapirs sont associés à la zone de jonction du bombement d'Ain Mlila et du sillon Aurès-kef et contrôlés par les accidents majeurs Nord-Est, dans lesquels par les zones affaiblies le matériel plastique fut extrudé dans les étages structuraux supérieurs de la couverture sédimentaire.

L'ensemble comprend des terrains argilo-gréseux et carbonatés d'origine laguno-marine. Le mode de gisement de ces roches est inhabituel pour des couches stratifiées et la succession de leur stratification est dérangée.

D'ailleurs les formes originelles de la déformation primaire sont presque entièrement transformées au cours du diapirisme. La constitution interne de cet ensemble est difficilement reconnaissable. On y constate des fragments de plissement disharmonique de dimensions très variées, des zones de broyage et de fissuration intenses.

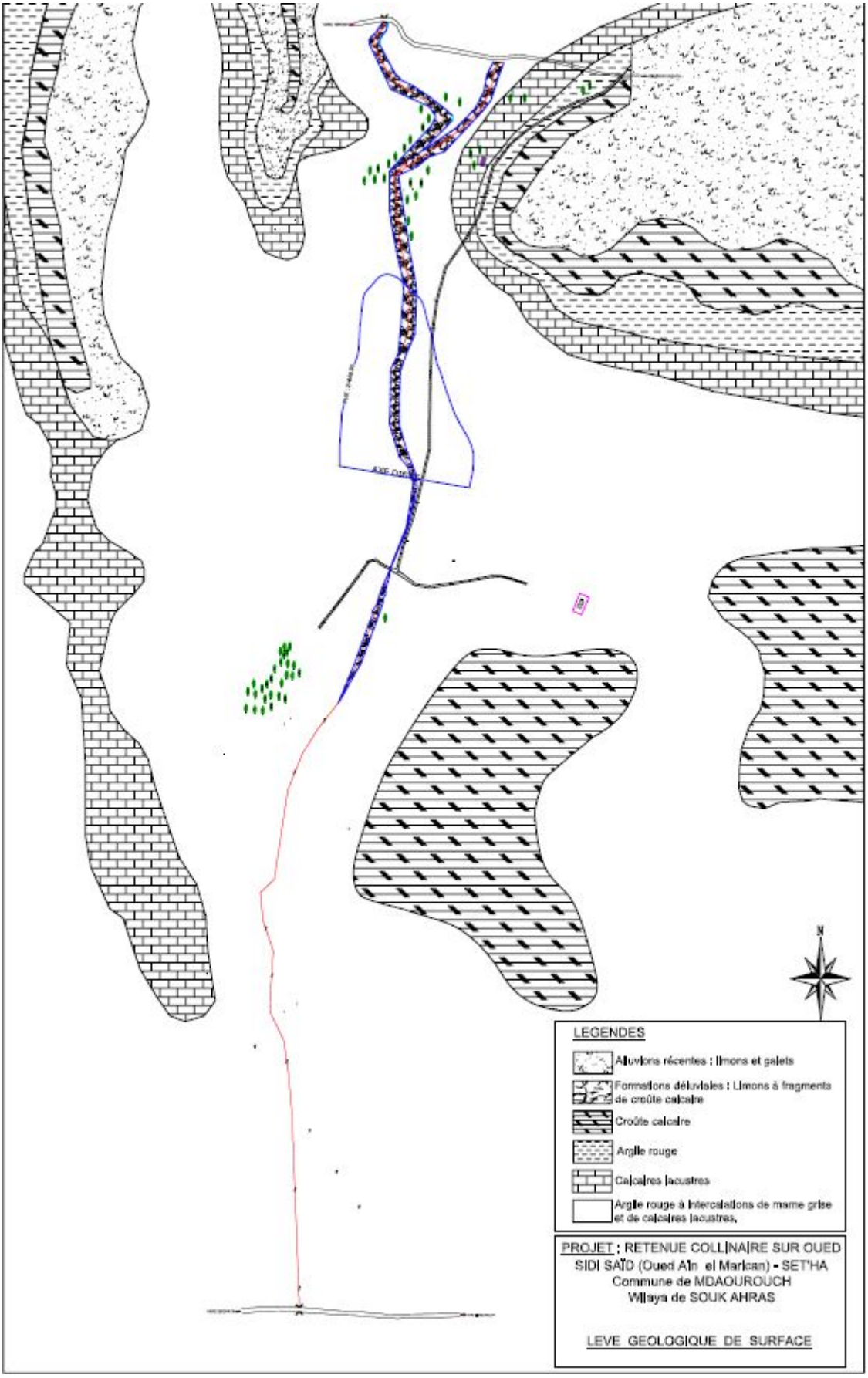


Figure. II.3 Levé géologique de la surface dans la zone d'étude.

II.3 Contexte Hydrogéologique

Les conditions hydrogéologiques de la région, sont à priori déterminées par le cadre géologique et tectonique, les traits du paysage et le climat du territoire. Elles sont tributaires de l'alternance des domaines d'alimentation, de circulation, d'accumulation et de décharge de la nappe phréatique, de présence des bassins artésiens et des dépressions intermontagneuses, de l'extension des eaux de formation, des eaux de diaclase, quelques fois des eaux thermales, des eaux de composition chimique variée.

Les grés et les conglomérats miocènes et pliocènes sont des roches magasins à excellentes propriétés filtrantes. Leurs sources jalonnent les contacts des grès avec les roches argilo-marneuses sous-jacentes ; le débit de ces sources varie de 0,2 à 1,5 l/s ; les eaux présentent une composition chimique variée.

II.4. Sismicité

La wilaya de Souk Ahras se trouve dans la zone I de sismicité décrit par le RPA Algérien comme étant une zone de faible sismicité.
La figure suivante illustre les coefficients d'accélération sismique de chaque région, ce qui nous permettra de tirer celui qui sera adéquat à notre zone d'étude.

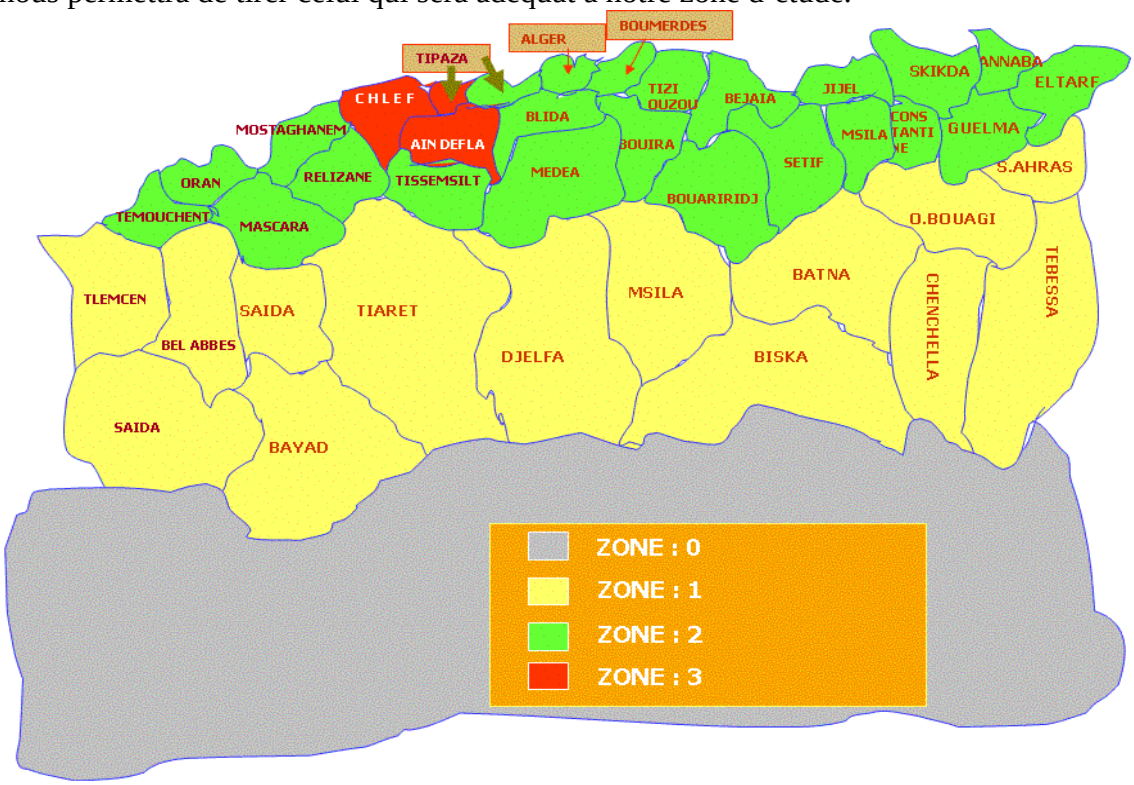


Figure II.4. Carte des zones sismiques en Algérie.

1-a) Zones sismiques RPA99-Coefficient d'accélération de zone : (A)

Il est défini 4 zones sismiques classées comme suit :

1. Zone 0 : Sismicité négligeable
2. Zone 1 : Sismicité faible
3. Zone 2 : Sismicité moyenne
4. Zone 3 : Sismicité élevée

Tableau 1 : Coefficient d'accélération

Groupe	Zone I	Zone IIa	Zone IIb	Zone III	Classification des ouvrages selon leur importance
1A	0.15	0.25	0.30	0.40	Ouvrages d'importance vitale :Sécurité-Hopitaux
1B	0.12	0.20	0.25	0.30	Ouvrages de grande importance:Scolaire et Culte
2	0.10	0.15	0.20	0.25	Ouvrages courants : Habitations- Bureaux
3	0.07	0.10	0.14	0.18	Ouvrages de faible importance:Hangars

Figure II.5. Coefficients d'accélération sismique suivant la zone de sismicité.

La retenue collinaire étant un ouvrage d'importance vitale, nous choisissons de prendre un coefficient d'accélération sismique égale à 0.15

Introduction :

Dans le cadre de la réalisation de la retenue collinaire sur Oued Ain el Maricani dans la commune de M'Daourouch à Souk-Ahras, une étude géotechnique a été effectuée par un laboratoire en fonction du levé topographique de la zone d'étude.

But de l'étude :

Cette campagne vise à :

- Etablir une reconnaissance de la nature des sols et leurs caractéristiques géologiques et géotechniques.
- Définir la capacité portante de l'assise de la digue, de sa stabilité et de la stabilité des rives.
- Définir la nature des matériaux présents à proximité du site afin d'avoir une idée sur le type de retenue collinaire qu'on choisira.

Programme de l'étude :

Le programme a porté sur les travaux suivants :

•Levé géologique de la surface du site dans les limites du levé topographique
• Exécution de deux (02) sondages carottés et d'un puits dans l'emprise de la digue
• Ouverture de cinq (05) puits de reconnaissance dans la zone d'emprunt des matériaux de remblai
• Essais d'identification physico-mécanique et chimique des échantillons
• Interprétation des résultats et recommandations

III.1 Prospection du site

L'emprise de la retenue ainsi que l'ensemble de la surface du lac se trouvent dans les terrains de formation Pliocène.

III.1.1 Assise de la digue

Il a été relevé dans le lit de l'Oued, des alluvions récents constitués par des limons dans lesquels s'incrustent quelques galets et des cailloux polygéniques. Le long de la zone de l'axe, nous relevons une succession de couches d'argile rougeâtre, plus ou moins limoneuses, parfois sableuses, contenant des fragments et des concrétions de croûtes calcaires, intercalées par des marnes plastiques gris vert, d'épaisseur centimétrique.

III.1.2 Cuvette de la retenue

Cinq puits de reconnaissance ont été ouverts à l'amont de la zone de projection de l'axe de la digue. Ils ont permis d'identifier une couche superficielle de limons argileux à fragments et débris de croûte calcaire, surmontant des argiles rouges plus ou moins sableuses à graveleuses avec des passées et lentilles conglomératiques.

III.1.3 Zone d'emprunt

Le site est riche en matériaux aptes pour une utilisation en remblais de la digue comme le montrera l'étude géotechnique dans le prochain chapitre.

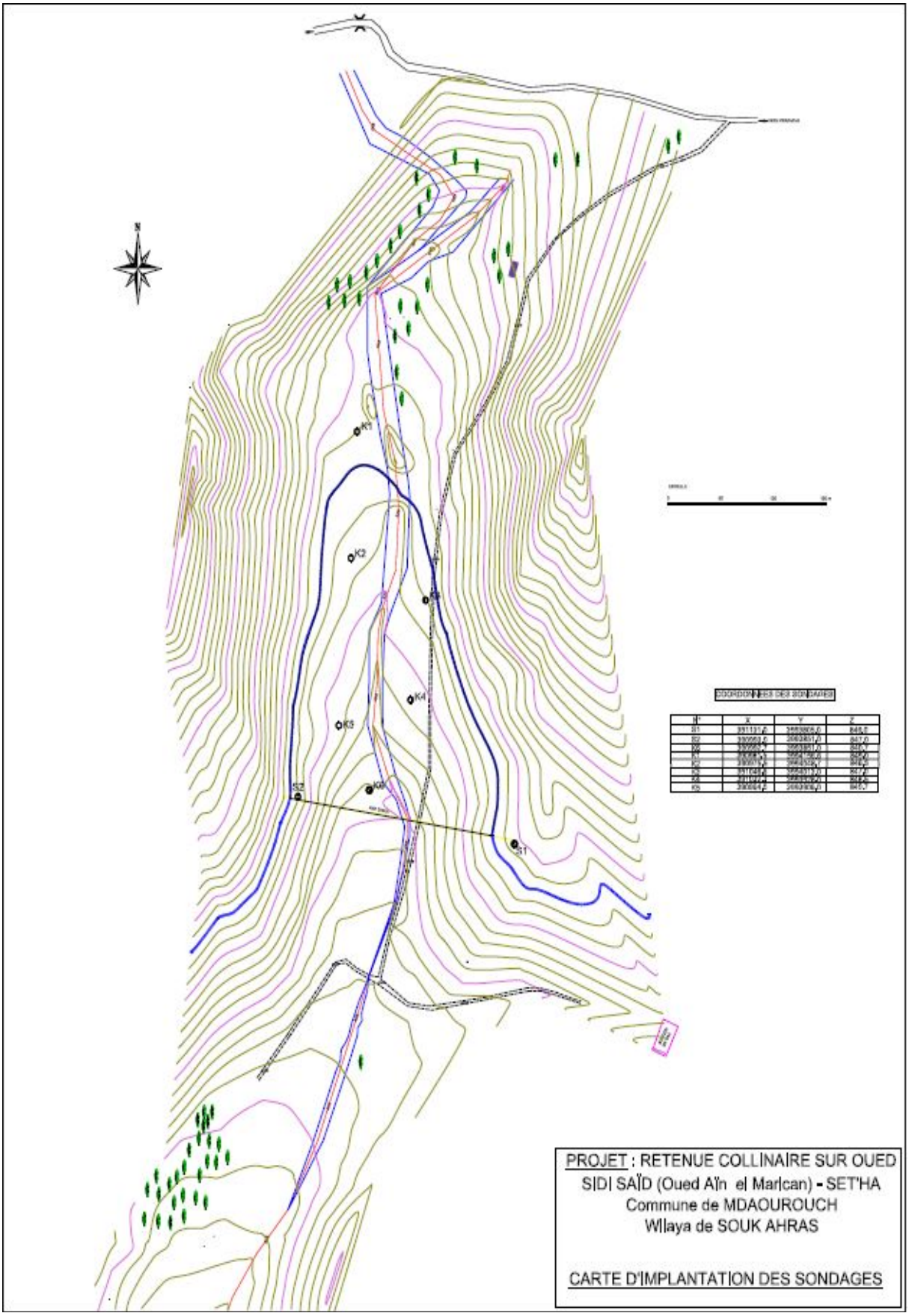


Figure III.1 Carte d'implantation des sondages au niveau du site de l'étude.

III.2. Caractéristiques géotechniques

III.2.1 Emprise de la digue :

Les essais d'identification effectués sur les différents échantillons représentatifs des couches traversées ont donné les résultats suivants :

- Argiles moyennement plastiques à plastiques, peu à moyennement compressibles, peu à moyennement gonflantes, surconsolidées.
- Le coefficient de perméabilité est de l'ordre de 10^{-8} à 10^{-10} cm/s (sol peu perméable).

III.2.2 Zone d'emprunt :

Le site est riche en matériaux argileux aptes pour une utilisation en remblais de la digue. Ils sont moyennement plastiques, peu compressibles, peu gonflants, peu perméables 10^{-9} à 10^{-10} cm/s.

Les essais Proctor présentent des diagrammes relativement fermés, caractérisant une sensibilité du matériau aux variations de la teneur en eau. La densité maximum de compactage varie de 1.65 à 1.75 g/cm3, pour une teneur en eau optimale de 15 à 16.5%.

III.3. Stabilité des ouvrages

III.3.1. Fondation de la digue

Au droit de l'oued, la couche alluvionnaire perméable est peu épaisse (< 1 m). Néanmoins, une clé d'ancrage sur une profondeur de 3 m en travers du lit d'oued permettra à la fois d'assoir la digue et de limiter les infiltrations (parafouille).

La clé d'ancrage aura une longueur de l'ordre de 30 m. Sur les versants, le terrain de fondation sera atteint après un décapage de la couche superficielle altérée sur une épaisseur de 40 à 50 cm.

III.3.2Evacuateur de crue

- La rive droite présente une pente moins accentuée que le versant de la rive gauche.
- La hauteur des parois derrière les murs bajoyers sera moindre, donc ces derniers seront plus stables.
- Le radier du coursier ainsi que le seuil déversoir, seront fondés sur des argiles rouges de bonne portance.

III.4.Etanchéité de la cuvette

Nous avons vu que les essais de perméabilité effectués au laboratoire caractérisent des sols peu perméables. L'utilisation des argiles situées dans la cuvette sur une épaisseur raisonnable, ne dépassant pas 6 à 8 m, ne permettra pas de découvrir des couches perméables. Mais la présence de lentilles conglomératiques pourrait compromettre l'étanchéité de la cuvette. Un traitement ponctuel de ces zones sera envisagé : purge des lentilles et substitution surfacique par une argile.

III.5. Matériaux pour filtres et drains

Le système à adopter pour le rabattement de la ligne de saturation ainsi que pour la protection du talus amont, nécessitera des matériaux propres et convenablement gradués.

Les gisements de sables siliceux du Miocène sont nombreux et se trouvent à des distances acceptables : Gisement d'Aïn Cheb (Mdaourouch), Setha (Taoura) Draa Snouber (Zaarouria). Les graviers proviendront des carrières de calcaire en exploitation à Taoura, Zaarouria ou Tiffech.

Les courbes granulométriques de ces produits devront satisfaire aux conditions de Therzagui et Peck à savoir : $(D15 / D85) < 5$ et $2 < (D60/D10) < 8$
Elles doivent s'insérer dans leurs fuseaux respectifs présentés en annexe.

III.6. Matériaux rocheux

Les affleurements de la roche calcaire sont abondants aux alentours du site, à distance raisonnable (<10 km). Leur exploitation nécessitera l'utilisation d'engins adéquats (brise-roche ou autre) pour la production des enrochements et du rip-rap pour la protection du talus amont et la confection du prisme aval.

Conclusion – recommandations

Les matériaux argileux nécessaires pour la construction de la digue sont disponibles en grande quantité.

Du point de vue géologique et géotechnique, le site reconnu est favorable à la construction d'une retenue collinaire en terre homogène. L'étanchéité de la cuvette est assurée par une épaisseur importante d'argile peu perméable.

Les caractéristiques à prendre en compte dans le dimensionnement des ouvrages sont :

C= 0, 36 t/m^2

ϕ = 12°

γd = 1,645 t/m^3

γsat = 2,044 t/m^3

γ'= 1,044 t/m^3

K = 2,3. 10^{-8}cm/s

Etude hydrologique

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 ; volume mort, le volume utile, le débit régularisé, le débit de crue, le débit solide, le laminage des crues....etc.

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

On analyse l'aménagement des ressources de Oued Sidi Saïd (appelé auparavant Oued Ain El Maricane ou Oued Maricani) 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 au niveau d'une station pluviométrique qui se trouve dans le bassin versant de la retenue.

L'objectif de cette étude est de définir les paramètres hydrologiques de l'oued sur lequel sera implantée la future retenue collinaire.

Données de base de l'étude :

- le fond topographiques de au 1/1000
- cartes d'état major : M'Daourouch Feuille N^0 100 l'échelle 1/50000.
- Extrait de la carte d'état major : M'Daourouch Feuille N^0 100 l'échelle 1/25000.
- données pluviométriques de la station de M'Daourouch.

IV.1 CARACTÉRISTIQUES DU BASSIN VERSANT

IV.1.1 Généralités

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

Les différents paramètres du bassin versant (forme, altitude, pente, relief…..etc.) interviennent dans les différents écoulements.

Le bassin versant de la zone d'étude comporte une station pluviométrique qui nous servira de source de données, cette station est celle de M'Daourouch :

Code station : 120403
Nom station : M'DAOUROUCH
X : 960.85 km
Y : 320.65 km
Z : 870 m

Les paragraphes suivants mettent en évidence les caractéristiques principales du bassin versant concerné par notre étude.

IV1.2. Définition du bassin versant :

IV1.2.1. Paramètres géométriques :

Touts les paramètres du Bassin Versant sont illustrés dans le tableau N°5.

a- Superficie du bassin versant :

La superficie du bassin versant est mesurée après planimétrie : **S =4,446 Km$^{2.}$**

b- Périmètre du bassin versant :

Le périmètre du bassin versant est **P =9,223 Km.**

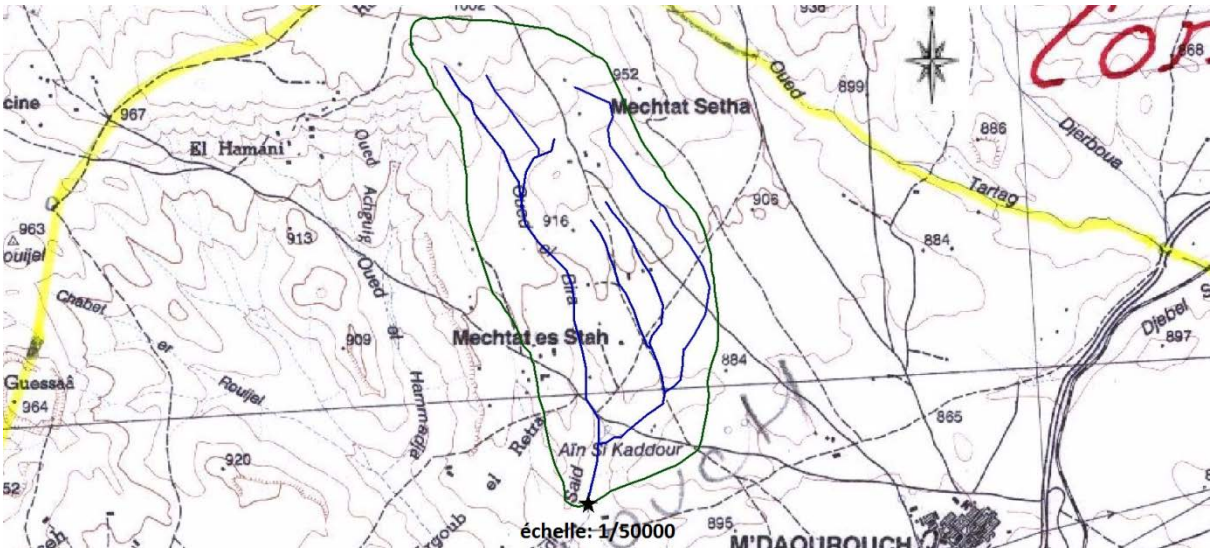


Figure IV.1 – Délimitation du bassin versant

IV1.2.2.Paramètres de forme :

La forme d'un bassin versant influence l'allure de l'hydrogramme à l'exutoire du bassin versant. Par exemple, une forme allongée favorise, pour une même pluie, les faibles débits de pointe de crue, ceci en raison du temps d'acheminement de l'eau à l'exutoire qui est plus important. Ce phénomène est lié à la notion de temps de concentration.

En revanche, les bassins en forme d'éventail, présentant un temps de concentration plus court, auront les plus forts débits de pointe.

Il existe différents indices morphologiques permettant de caractériser le milieu, mais aussi de comparer les bassins versants entre eux. Citons à titre d'exemple l'indice de compacité de Gravelius (1914) K_C, défini comme le rapport du périmètre du bassin au périmètre du cercle ayant la même surface :

a- Indice de compacité de Gravelius "Kc» :

$$Kc = \frac{\text{Périmètre P du bassin versant.}}{\text{Périmètre P}' \text{ du cercle de même superficie}}$$

On a: $\mathbf{A=\pi.R^2} \Rightarrow R = \sqrt{\frac{S}{\pi}}$; **S:** superficie (Km^2)

$\mathbf{P'=2\pi R}$ **R**: rayon (Km)

Donc : $P'=2\pi \sqrt{\frac{S}{\pi}} = 2\sqrt{S\pi}$

$Kc = \frac{P}{P'} = \frac{P}{2\sqrt{S\pi}} \Rightarrow Kc = 0{,}28\frac{P}{\sqrt{S}}$

A.N : **Kc=1,225**

Conclusion : Kc >1,12 Notre bassin est alors « **allongé** »

b- Rectangle équivalent:

La notion de rectangle équivalent à été introduite dans l'étude géomorphologique des bassins, elle permet de comparer les bassins entres eux de point de vue de l'influence de la forme sur l'écoulement, en possédant la même superficie et le même périmètre que le bassin considéré et par conséquent le même indice de compacité.

Les dimensions sont tirées comme suit :

S=L.l où : L : longueur de rectangle équivalent.

P/2=L+l l : largeur de rectangle équivalent.

$$Kc=0{,}28\sqrt{\frac{P}{S}} \quad \Rightarrow \quad P= Kc\frac{\sqrt{S}}{0{,}28}$$

La résolution du système d'équation à 2 inconnus montre que L et l sont solutions de

l'équation : $\mathbf{X^2} - \frac{P}{2}.\mathbf{X} + \mathbf{A} = 0$

$$\Delta = \frac{P^2}{4} - 4S = Kc^2\,\frac{S}{0{,}28^2.4} - 4S$$

Avec: Kc≥ $\Rightarrow$ $\Delta \geq 0$

$$\text{Donc : L,l=}\ \frac{Kc\sqrt{s}}{1.128}\left[1 \pm \sqrt{1-\left(\frac{1.128}{Kc}\right)^2}\right]$$

AN: **L=3,181** Km **l=1,398** Km

IV.1.2.3. Paramètres du relief

Le relief possède une influence directe sur les facteurs climatiques et une influence indirecte sur la formation des écoulements de surface. Il détermine en grande partie l'aptitude au ruissellement des terrains, l'infiltration et l'évaporation. C'est un élément capital dans le comportement hydraulique d'un bassin.

Le relief joue un rôle essentiel sur le régime de l'écoulement. Il est indiqué par les courbes de niveau et est caractérisé par la courbe hypsométrique.

Une pente plus forte provoque un écoulement rapide, donc un temps de concentration plus court et une montée plus rapide des crues. Notre but recherche est la détermination de la classe de relief.

a- Courbe hypsométrique :

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

Tableau IV.1 – Répartition des surfaces partielles et cumulées.

cotes NGA(m)	S partielle km	S cumulés km²	S partielle %	S cumulés %
1002-1000	0,03960	0,03960	0,89069	0,89069
1000-980	0,21920	0,25900	4,93027	5,82096
980-960	0,26570	0,52500	5,97616	11,79711
960-940	0,29880	0,82300	6,72065	18,51777
940-920	0,63490	1,45800	14,28025	32,79802
920-900	0,98330	2,44200	22,11651	54,91453
900-880	1,38130	3,82300	31,06838	85,98291
880-860	0,50580	4,32900	11,37652	97,35942
860-847	0,11740	4,44600	2,64058	100
Somme des S partielles	4,446			

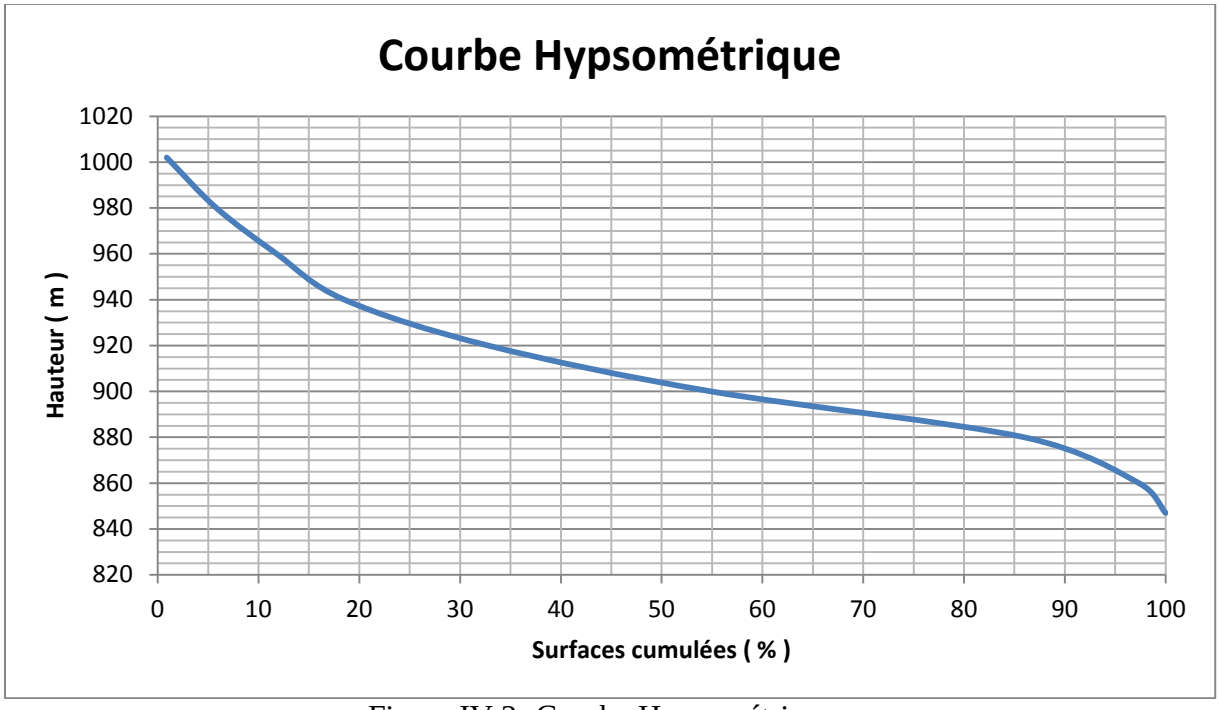


Figure IV.2- Courbe Hypsométrique.

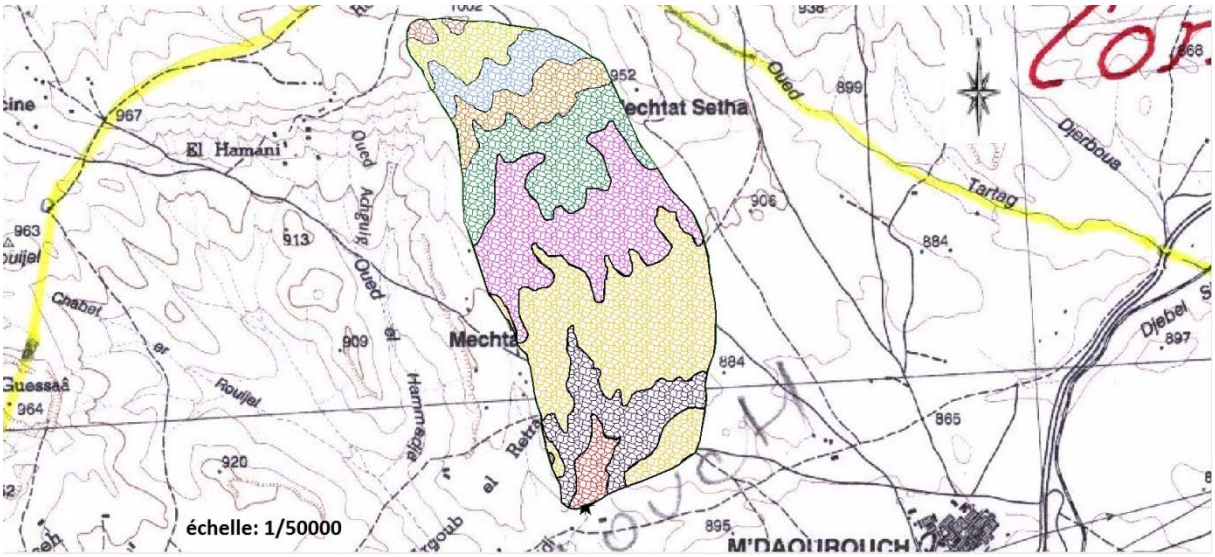


Figure IV.3 – Planimétrie des surfaces partielles

b- Les altitudes caractéristiques

- **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.

H_{max} = 1002 m

H_{min} = 847m

- **L'altitude moyenne**

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

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

Avec :

- $\mathbf{H_{MOY}}$: Altitude moyenne du bassin versant **(m).**
- $\mathbf{H_i}$: Altitude moyenne entre deux courbes de niveau consécutives **n-1** et **n** en **(m).**
- $\mathbf{S_i}$: Surface partielle comprise entre deux courbes de niveau consécutives **n-1** et **n** en **(Km^2).**
- **S** : Surface totale du bassin versant **(Km^2).**

Tableau IV.2- Tableau de calcul de la hauteur moyenne.

cotes NGA(m)	S partielle km	S partielle %	Hi m	Si*Hi
1002-1000	0,0396	0,89068	1001	39,6396
1000-980	0,21920	4,93027	990	217,008
980-960	0,26570	5,97616	970	257,729
960-940	0,29880	6,72065	950	283,86
940-920	0,63490	14,28025	930	590,457
920-900	0,98330	22,11651	910	894,803
900-880	1,38130	31,06838	890	1229,357
880-860	0,50580	11,37652	870	440,046
860-847	0,11740	2,64058	853,5	100,2009

Donc :

$$H_{moy} = \frac{4053,1005}{4,446} = 911,629 m.NGA$$

- **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 IV.2)**. Cette grandeur se rapproche de l'altitude moyenne dans le cas où la courbe hypsométrique du bassin concerné présente une pente régulière.

$H_{50\%}$ =908 m NGA

Tableau IV.3 Détermination des altitudes.

Altitude	**Valeur (m)**
$H_{moyenne}$	**911,627**
$H_{50\%}$	**908**
H_{95}	**865**
H_5	**983**

H_{max}	**1002**
H_{min}	**847**

c- Indices de pente :

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

d- Pente moyenne :

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 $\mathbf{T_{c)}}$ et influence directement le débit de pointe lors d'une averse.

Tableau IV.4- Répartition de longueurs des courbes de niveau.

Altitude (m)	Li courbe de niveau (Km)	Dénivelée (km)	Dhi*Li (Km^2)
1000	0,721	0,002	0,00072
980	1,386	0,02	0,02772
960	1,490	0,02	0,02980
940	1,748	0,02	0,03496
920	3,460	0,02	0,06920
900	4,283	0,02	0,08566
880	4,104	0,02	0,08207
860	1,470	0,02	0,01470

Donc : $$\mathbf{i_m = \frac{\sum Dhi * Li}{S}.100\ \%}$$

I_m = 7,76% (la pente n'est pas très prononcée donc l'écoulement sera plutôt lent).

e- Indice de pente de Roche I_P :

Ip 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 Hi est Hi-1. Il est donné par la formule suivante : $$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_{i}^{n} \sqrt{A_i Di}$$

L : longueur de rectangle équivalent (m)

Ai : surface partielle (%) comprise entre 2 courbes de niveau consécutives Hi et Hi+1

Tableau IV. 5- Détermination de l'indice de pente de roche I_p.

cotes NGA (m)	S partielle Km	Dhi (m)	S partielle %	√ (Ai*Dhi)
1002-1000	0,039	0,002	0,891	0,042
1000-980	0,219	0,02	4,930	0,314
980-960	0,266	0,02	5,976	0,346
960-940	0,299	0,02	6,721	0,366
940-920	0,635	0,02	14,280	0,534
920-900	0,984	0,02	22,116	0,665
900-880	1,381	0,02	31,068	0,788
880-860	0,506	0,02	11,376	0,477
860-847	0,117	0,013	2,640	0,185

AN **: Ip= 2,085**

f- Indice de pente globale I_g : (P. Dubreuil, 1974)

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 :

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

Avec :

D: Dénivelé entre $\mathbf{H_{5\%}}$ et $\mathbf{H_{95\%}}$ **;** **D= $\mathbf{H_{5\%}}$ - $\mathbf{H_{95\%}}$ (m).**

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

$\mathbf{H_{5\%}}$ = 983 m ;

$\mathbf{H_{95\%}}$ =865 m.

A.N :

$$\boxed{i_g = \frac{983-865}{3{,}181.10^3}.100\% = 3{,}71\%}$$

g- Indice de pente moyenne Ipm :

L'indice de pente moyenne est le rapport entre la dénivelée et la longueur de rectangle équivalent.

$$Im = \frac{\Delta}{L} = \frac{H_{max} - H_{min}}{L}$$

$\Rightarrow$ Im=4,872%.

Conclusion:

L'indice de pente moyenne est faible, on assistera donc à un écoulement lent.

h- Dénivelé spécifique (D_S)

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

$$D_S = I_g.\sqrt{S}$$

Avec :

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

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

Ds=78,21m

IV.1.2.3 Caractéristiques Hydrographiques :

a- Densité de drainage Dd :

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

$$\mathbf{D_d}= \frac{\sum_{i=1}^{n} Li}{S}$$ Avec :

$\sum_{i=1}^{n} Li$: La longueur totale de tous les cours d'eau égale à 10,623 Km.

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

Soit : **Dd = 2,39 km/km²**

b- Densité du thalweg élémentaire:

$$F_1 = \frac{N_1}{S}$$

$\mathbf{N_1}$: Nombre de thalwegs d'ordre 1, N_1=.6

S : Superficie du bassin versant.

AN: **F_1 = 1,35 talweg/km²**

c- Coefficient de torrentialité:

Il est défini comme étant :

$C_t = D_d.F_1$ AN: **C_t = 3,225 Km^{-3}**

D'après les résultats obtenus ci-dessus, on peut conclure que le chevelu hydrographique n'est pas très dense, ce qui veut que notre bassin est moyennement drainé**.**

d- Temps de concentration du bassin versant t_c :

C'est le temps que met la particule d'eau la plus éloignée pour arriver à l'exutoire .Il existe plusieurs formules .Dans le contexte algérien et pour les grands bassins versants, il peut être notamment calculé comme suite :

- **Formule de GIANDOTTI**

L'ancienne formule de **GIANDOTTI** (1937) soit :

$$t_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L_{cp}}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{\min}}}$$

Avec :

S : surface du bassin versant (Km^2) ;

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

L_{cp} = 1.981Km

T_c : temps de concentrations exprimé en heure

H_{moy} : altitude moyenne (m)

H_{min} : altitude minimale (m) ;

Soit : **t_c=1,324 heures**

- **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).

- **Formule de TURRAZA**

$$T_C = 0,108\frac{\sqrt[3]{S.L_P}}{\sqrt{I}}$$

Avec :

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

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

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

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

Où : $Ic = \frac{H_{MAX} - H_{MIN}}{L_P}$ Avec :

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

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

Tableau IV.6 – Récapitulatif des calculs de Tc.

	FORMULE		
	GIANDOTTI	TURRAZA	KIRPICH

TEMPS DE CONCENTRATION TC (HEURES)	1,324	0,22	0,97

Commentaire :

Sur la base de ces résultats, et la considération du talweg principal, nous nous proposons d'adopter la valeur Tc=1,324 heures, la formule de GIANDOTTI qui est d'emploi fréquent en Algérie parce qu'elle tient en compte de plusieurs paramètres géométriques du bassin.

e- Vitesse de ruissellement :

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

Cette vitesse est déterminée par la formule suivante : $V_r = \frac{L}{T_C}$

L : Longueur du thalweg principal (Km)

T_c : Temps de concentration (h)

Soit : **V_r = 0,325 Km/h**

Tableau IV.7 Récapitulatif des caractéristiques du Bassin Versant.

N°	Caractéristiques			
	Description	**Symbole**	**Unités**	**Valeurs**
01	**Coordonnées du site:**			
		X	km	958,20
		Y	km	321,30
		Z	m,NGA	845
02	**Superficie**	S	km²	4,446
03	**Périmètre**	P	Km	9,223
04	**Altitudes caractéristiques:**			

04-01	Altitude maximale	H_{MAX}	m,NGA	1002,00
04-02	Altitude moyenne	H_{MOY}	m,NGA	911,628
04-03	Altitude minimale	H_{MIN}	m,NGA	847,00
04-04	Altitude médiane	H_{MED}	m,NGA	908,00
05	Longueur du talweg principal	L_P	Km	0,43
06		$H_{5\%}$	m	983,00
07	Hauteur correspond à 5% de la surface	$H_{95\%}$	m	865,00
08	Hauteur correspond à 95% de la surface	K_C	-	1,225
09	Indice de compacité	L	Km	3,181
10	Longueur du rectangle équivalent	l	Km	1,398
11	Largeur du rectangle équivalent	I_g	%	3,710
12	Indice de pente globale	I_P	%	2,085
13	Indice de pente de Roche	I_m	%	4,872
14	Indice de pente moyenne	D_S	m	78,21
15	Dénivelé Spécifique	D_d	km	2,390
16	Densité de drainage	C_T	m	3,225
17	Coefficient de torrentialité	T_C	Heure	1,234
18	Temps de concentration	V_C	Km/Heure	0,325
	Vitesse de concentration			

IV.2 Caractéristiques Climatiques :

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

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

IV.2.1 Température de l'air :

Les conditions climatiques de la région sont caractérisées par l'été chaud et sec et par l'hiver relativement tiède et humide. La température moyenne interannuelle est de +15,4^{o}C. Les températures moyennes mensuelles de Juin à Septembre dépassent +20^{o} et la température moyenne maximale est de +30^{o}C. Les maximums absolus atteignent aux mois de Juillet et Août +45 à 46^{o}C. Les températures minimales sont observées du décembre au février. Les températures mensuelles moyennes et extrêmes de l'air selon les données du poste météorologique Souk-Ahras sont présentées dans le tableau 8.

Tableau. IV.8. Répartition mensuelle des températures en degrés Celsius.

Caractéristique de la température	Mois												Année
	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	
Moyenne	7,4	8,0	9,9	12,1	17	21,3	24,9	25,3	21,9	16,9	11,7	8,6	15,4
maximale	13,5	17,0	17,6	20,4	27,8	31,5	36,3	36,6	31,6	26,7	19,3	16,3	36,6
Minimale	1,1	2,4	3,5	5,2	7,1	11	15	15	14	9,2	4,3	2,7	1,1

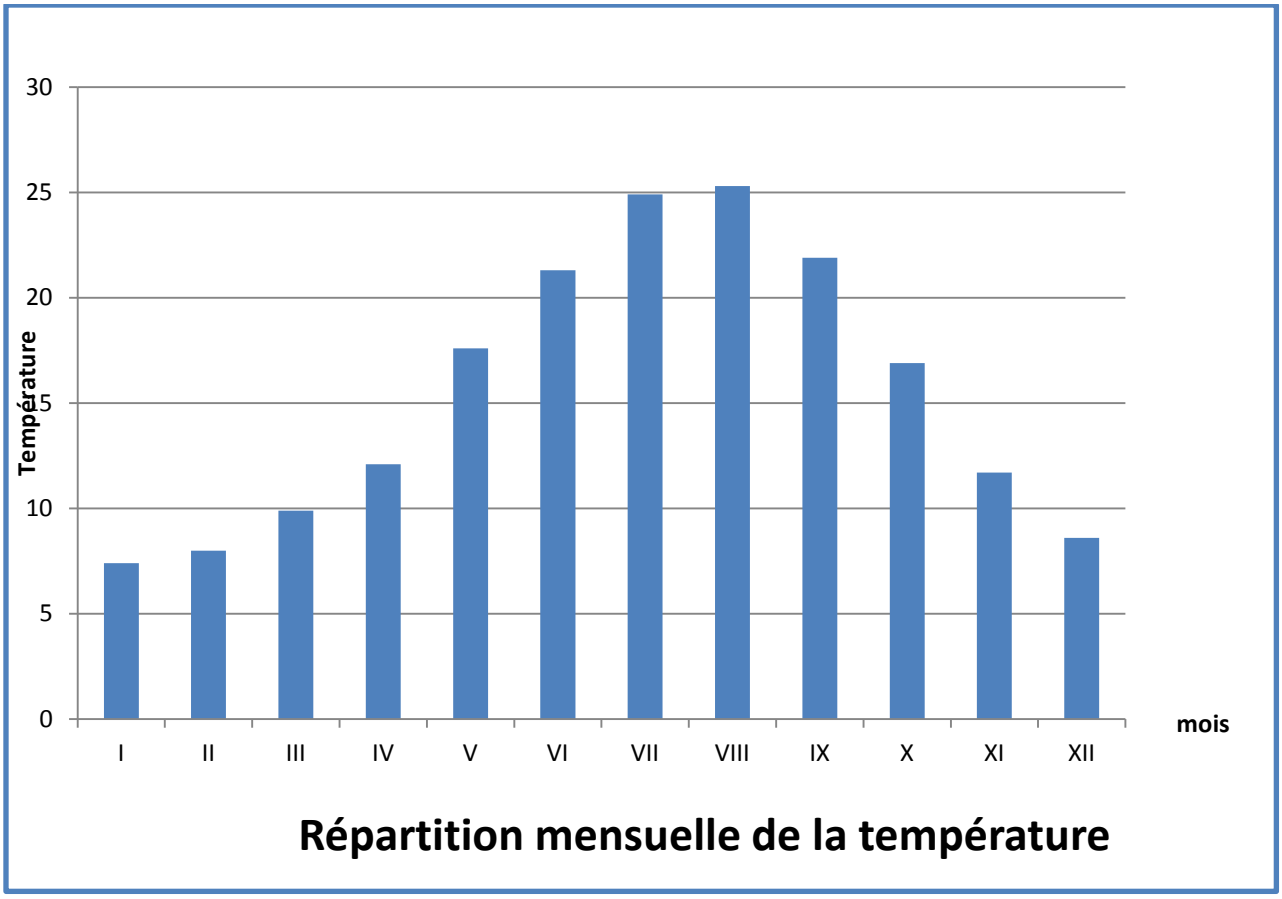


Figure .IV.4. Répartition mensuelle de la température.

IV.2.2. Régime de vents :

La caractéristique du régime de vent est faite sur la base des observations du poste météorologique Souk-Ahras. Conformément aux principaux processus de la circulation et aux conditions locales ce sont les vents des rhumbs nord qui prévalent.

Les vitesses moyennes interannuelles selon les valeurs moyennes mensuelles sont données dans le tableau suivant.

Tableau. IV.9. Vitesses moyennes du vent (m/s).

Mois												Année
I	II	III	V	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	
34	38	41	39	32	34	34	31	34	28	32	36	34

Les vitesses les plus grandes du vent sont observées pendant les mois d'hiver. La vitesse moyenne maximale du vent est de 31 m/s avec les coups de pointe jusqu'à 39m/s. Les vitesses maximales de calcul du vent d'une probabilité de dépassement annuelle de 20%, 10%, 4% и 2% sont respectivement de 35m/s, 37m/s, 40m/s et 42m/s.

IV.2.3. L'évaporation à partir de la surface d'eau :

Les observations les plus proches sur l'évaporation à partir de la surface d'eau ont été effectuées par le service d'exploitation du barrage Ain-Daliadès le 1989 à l'aide du petit évaporateur du type A, cependant ces observations ne sont pas longues et elles ne sont pas systématisées. Les observations les plus longues ont été faites à l'aide de petits évaporateurs du type « Colorado » au niveau des postes Zardezas et Tebessa. Les valeurs moyennes interannuelles de l'évaporation obtenues par les résultats des observations sont citées dans le tableau .IV.10. Avec l'introduction du facteur correctif des données provenant du petit évaporateur pour la période d'avril à octobre qui est égal à 0,78 et pour la période du novembre au mars (0,9) les valeurs moyennes interannuelles diminuent respectivement.

Tableau. IV. 10.Valeurs moyennes de l'évaporation selon le bac Colorado.

Unité de mesure.	Mois												Année
	IX	X	XI	XII	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	
Zardezas (1956-1984)													
Mm	142	96	63	50	54	56	69	77	110	143	191	186	1236
%	11,5	7,8	5,1	4,0	4,4	4,5	5,6	6,2	8,9	11,6	15,4	15,0	100
Tebessa (1947-1966)													
Mm	207	126	74	49	51	75	120	145	199	264	341	299	1950
%	10,6	6,5	3,8	2,5	2,6	3,9	6,2	7,4	10,2	13,5	17,5	15,3	100

En prenant en considération les données provenant d'autres régions de la Méditerranée avec les conditions semblables en tant que la norme de l'évaporation à partir du miroir d'eau des retenues en projet on a adopté une valeur de 1280mm. D'autres paramètres de la distribution sont pratiquement standards : C_v=0,15 ; C_s=0,30. Les valeurs de calcul de l'évaporation pour la retenue sur l'oued Maricani sont citées dans le tableau. **IV.11.**

Tableau .IV.11 : Evaporation à partir de la surface de la retenue (mm).

Evaporation Moyenne (mm)	Mois											
	Aout	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12

	138	**92**	**57**	**42**	**44**	**52**	**75**	**85**	**122**	**160**	**209**	**191**

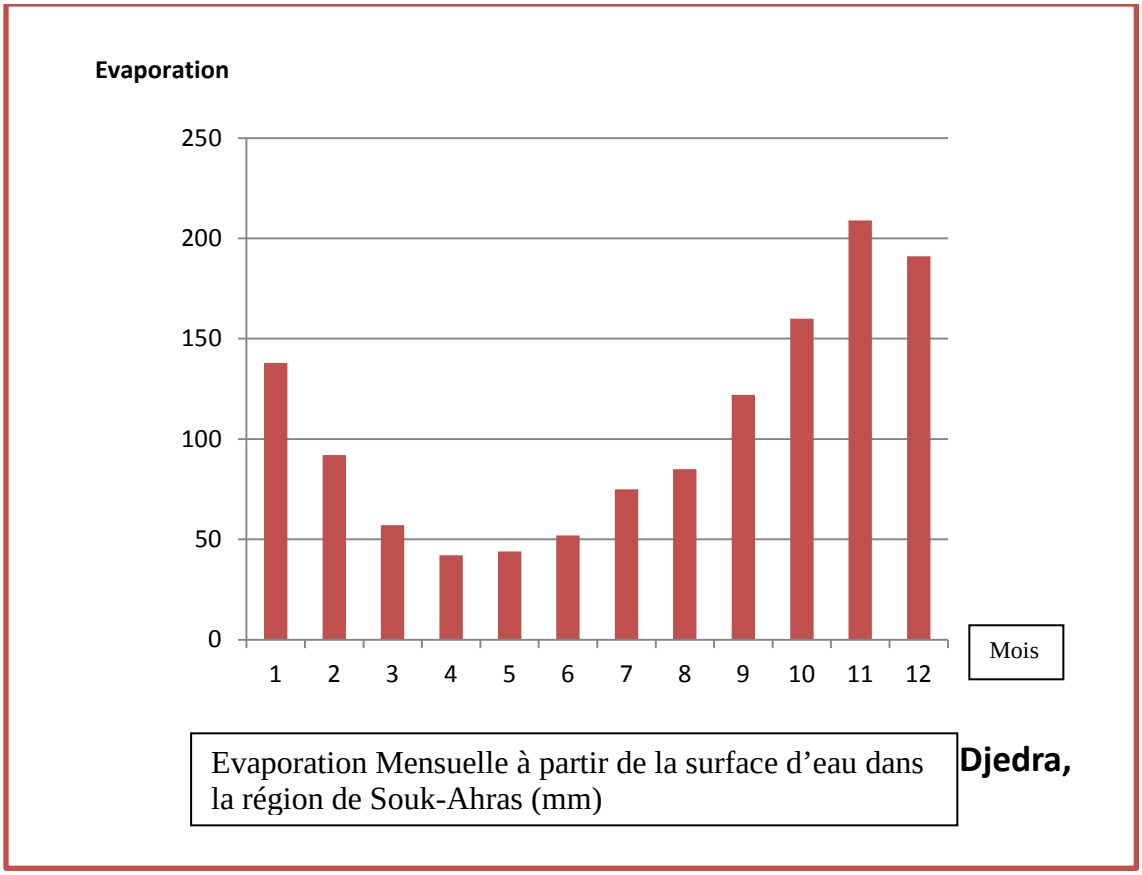


Figure IV.5- Répartition de l'évaporation dans la Wilaya de Souk-Ahras

IV.2.4. Les précipitations

a- Précipitations mensuelles et annuelles

A cause de l'absence des mesures faites directement dans les limites du bassin versant examiné, le calcul des précipitations pour le bassin versant de l'oued Maricani jusqu'au site du barrage est effectué sur la base des données des postes météorologiques de la région

Remarque :

- On dispose en réalité de 3 observations tirées de 3 stations différentes, à savoir : M'Daourouch (120403), Taoura (120105), et Cheikh Abdallah (120113), toutes proches de la région d'étude.
- Le poste de M'Daourouch est celui qui dispose du plus grand nombre d'observations (41 ans), contrairement aux autres postes qui présentent beaucoup de lacunes et un nombre très limités d'observations fiables.
- On a donc choisit de ne prendre en compte que la station de M'Daourouch étant la plus proche et la plus fiable pour faire notre étude.

Tableau IV.12. Sommes mensuelles et annuelles des précipitations tirée du post M'Daourouch 120403

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juillet	Aout	Annu
1968													
Totaux (mm)	1	1,3	1	15,6	11,5	5,7	16,2	4,2	3,3	3,5	0,5	5	68,8
1969													
Totaux (mm)	18,1	25,3	0	21	4,5	0,1	8,6	14,2	12,8	0	0	0	204,6
1970													
Totaux (mm)	0,8	17,1	0	10,5	81,5	105,2	22,3	24	24,6	11,5	16,4	0	313,9
1971													
Totaux (mm)	64,9	45,7	8,2	6,9	124	21,7	31,5	107,2	14	19,9	0,6	0	
1972													
Totaux (mm)	70,3	57,8	0	39,5	65,3	35,7	190,9	50,4	0	36,5	0	0	546,4
1973													
Totaux (mm)	0	21,2	2,4	73,9	0	58,5	27,9	31,9	3,2	0	0	0	219
1974													
Totaux (mm)	5,5	22	17,3	17,3	8,6	99,2	-999	-999	-999	0	0,1	9,8	
1975													
Totaux (mm)	49,6	3,3	38,7	30,5	17,6	36,6	74,5	27,8	94,6	45,7	28,8	14,2	461,9
1976													
Totaux (mm)	44,3	75,4	123,6	34,5	20,1	7	21,5	85,4	87,6	12,2	2	57,7	571,3
1977													
Totaux (mm)	12,8	16,3	77,4	0	23,5	50,8	33,4	91,6	10	12,7	0	34,9	363,4
1978													
Totaux (mm)	0	37,8	8,2	29,6	15,5	48,8	29,2	103,6	35,4	32,7	0	0	340,8
1979													
Totaux (mm)	73	53,6	55,6	0	32	29	75,7	31	44,9	2	0	8,2	405
1980													
Totaux (mm)	43,4	0	31,5	97	63	47	10	31,9	16	19,8	4	4	367,6
1981													
Totaux (mm)	24	12	8	28	38	53	34	73,5	71	9	8	5	363,5
1982													
Totaux (mm)	24,5	40	51	0	12,2	10	39,5	2	16,5	32	2	5	334,7
1983													
Totaux (mm)	4	15,5	50	22,5	25	27	46	21	0	3	0	49	263
1984													
Totaux (mm)	38,5	53,5	3	101,5	20	11	21	18	44,6	0	0	0	311,1
1985													
Totaux (mm)	23	1,6	4	0	2,6	17	64	12	3	0	0	8	335,2
1986													
Totaux (mm)	28	71,7	28,2	70,5	15,3	50	49,5	25,2	69,5	0	4	15,8	427,7
1987													
Totaux (mm)	0	19	26,9	30,6	28,5	19,8	32,3	25,6	34,6	27,4	10,5	1	556,2
1988													
Totaux (mm)	2	18,5	23,2	59,5	7,8	5,3	16	26,2	15,2	39,5	8,8	7,2	529,2
1989													
Totaux (mm)	62	16,8	6,4	2	48,6	0	17,3	14,5	23,6	0	4	28,3	423,5

1990													
Totaux (mm)	2	5,4	56	73,4	57,6	29,2	60,6	65	42,1	4,4	0	0	395,7
1991													
Totaux (mm)	20	54,7	23,5	8,7	23,3	75	19,7	82,1	125,3	36,3	36,7	13,6	518,9
1992													
Totaux (mm)	0	10,8	53	78,6	16,9	34,1	19,2	12,9	55,1	6,6	0	4,1	391,3
1993													
Totaux (mm)	0	9,2	-999	48,8	33,1	44,3	9,3	18	6,5	0	16,6	0	
1994													
Totaux (mm)	10,1	37,2	0	13,4	44,8	0	33,1	31,5	0	58,1	1	14,3	243,5
1995													
Totaux (mm)	108,2	31,1	6,7	18,1	36,5	126,5	46,8	46,7	45,2	10,3	0	3,6	479,7
1996													
Totaux (mm)	13,8	0	4,5	4	35,3	9,9	16,6	41,9	7,6	10,2	12,3	22,3	378,4
1997													
Totaux (mm)	48,1	16,8	71,9	79	18,4	31,5	23,2	47,7	19,4	10,2	0	5,2	371,4
1998													
Totaux (mm)	41,6	26,9	76,7	11,2	46,6	23,3	49,4	8,2	19	12,8	28,1	18,2	462
1999													
Totaux (mm)	29,9	0	26,2	50,8	4,2	3	24,6	12,8	79,3	48,2	0	17,3	496,3
2000													
Totaux (mm)	26	46,7	0	9,3	80,7	51,2	37,1	30,8	51,5	0	0	5,4	338,7
2001													
Totaux (mm)	71,5	17,2	17,6	11,4	6,9	4	0	17,4	41	5	22,8	26,8	341,6
2002													
Totaux (mm)	2,1	35,2	101,3	78	213,4	44,1	10,5	103,3	43,2	0	29,6	39,3	700
2003													
Totaux (mm)	26,6	44,2	7,6	83,8	45,8	6,2	30,8	35,1	101,5	55,9	4,1	15,7	457,3
2004													
Totaux (mm)	37,9	23,2	118,4	131,9	61,5	37,6	7,4	36,2	0		21,8	28,8	
2005													
Totaux (mm)	0	0	5,1	69,4	80,6	27,4	29,9	26,7	40	6,2	14,6	27,3	527,2
2006													
Totaux (mm)	48,5	7,2	9,3	54,7	15,4	26,6	120,1	53,3	8,4	42,9	0	7,8	394,2
2007													
Totaux (mm)	32,3	25,6	6,2	32,2	8,2	0	33,2	9,2	54,7	8,1	0	27,2	436,9
2008													
Totaux (mm)	42,9	49,4	18,4	50,5	55,8	27,8	72,8	96,7	21,9	0	0	69,6	
2009													
Totaux (mm)	50,6	19,3	0	10,7	48,7	34,3	37,9	71,8	31,2	17,2	0	16,1	337,8

- La précipitation moyenne interannuelle d'après les calcules est de **460mm**, mais étant donné le manque de fiabilité des observations, il serait plus logique de prendre la valeur **P_{moy} = 500 mm.**

b- Précipitations Maximales Journalières

Les paramètres de la distribution des précipitations journalières maximales d'après les données des postes météorologiques de la région sont cités dans le tableau. **IV.13.**

Tableau. IV.13. Précipitations journalières maximales (mm)

Poste	Code	Nombre d'années des observations	Maximum journalier	Moyenne	C_v
M'Daourouch	120403	41	70,3	35,5	0,372

Tableau IV.14. P_{jmax} d'après la station de M'Daourouch (120403).

Année	Pjmax (mm)	Année	Pjmax (mm)	Année	Pjmax (mm)
1968	12,7	1982	22	1996	20,5
1969	12,3	1983	35	1997	36
1970	34,5	1984	33,6	1998	38,2
1971	45,7	1985	19	1999	59,2
1972	66,1	1986	56,9	2000	33,7
1973	34,3	1987	21,1	2001	35,4
1974	70,3	1988	19,2	2002	42
1975	25,7	1989	32,3	2003	38,7
1976	42,2	1990	49,8	2004	41,6
1977	31,9	1991	41	2005	39,2
1978	39	1992	37,7	2006	29,6
1979	32,4	1993	25,5	2007	27,2
1980	48	1994	21,2	2008	49
1981	19,5	1995	34,2	2009	29,4

L'étude consiste à faire un ajustement pour la série de données des précipitations maximales journalières par une loi théorique afin de déterminer l'intensité de pluie et la période de retour.

Pour notre étude on passe par les étapes suivantes ;

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

IV.3. Analyse Statistiques des Pluies max journalières

IV.3.1. Vérification de l'homogénéité de la série

Pour s'assurer de l'homogénéité de la série de donnée on aura recours au test de la médiane, aussi appelé test de Mood.

Soit un échantillon x1, x2, x3 …. xn, on va déterminer sa médiane M après avoir classé l'échantillon par ordre croissant.

La médiane M est une constante de telle sorte que 50% des xi lui soit inférieures.

On remplacera ensuite la série des valeurs non classées par une suite de signes :

- + si xi est supérieure à M
- - si xi est inférieure à M

Ensuite on calculera les quantiles Ns et Ts avec

- Ns = nombre total des séries de + ou –
- Ts = Taille de la plus grande série de + ou –
-

Les conditions du test sont les suivantes pour un seuil de signification compris entre 91% et 95% :

$$Ns > 0{,}5\ (N + 1 + u_{1-a/2}\ \sqrt{(N+1)})$$

$$Ts < 3{,}3\ (\log 10\ N+1)$$

Donc:

Tableau IV.15. Valeurs classées avec leurs signes.

Valeur (mm)	Signe	Valeur (mm)	Signe	Valeur (mm)	Signe
12,7	-	35	+	38,2	+
12,3	-	33,6	-	59,2	+
34,5	+	19	-	33,7	-
45,7	+	56,9	+	35,4	+
66,1	+	21,1	-	42	+
34,3	-	19,2	-	38,7	+
70,3	+	32,3	-	41,6	+
25,7	-	49,8	+	39,2	+
42,2	+	41	+	29,6	-
31,9	-	37,7	+	27,2	-
39	+	25,5	-	49	+
32,4	-	21,2	-	29,4	-
48	+	34,2	-		
19,5	-	20,5	-		
22	-	36	+		

Après le classement de la série de la plus petite jusqu'à la plus grande valeur, on calcule :

La médiane Me = $X_{50\%}$ = 22mm.

Taille de la plus grande série en + ou en - :

Ts = 5

Nombre des valeurs qui sont supérieur ou inférieur à la médiane.

Ns = 23

Pour que la série soit homogène, les deux conditions suivantes doivent être vérifiées:

$$T_S \langle 3{,}3(\log(N)+1) = 5{;}39$$

$$N_s \rangle \frac{1}{2}(N+1-u_{(1-\frac{\alpha}{2})}\sqrt{N+1}) = 15{,}07$$

$$Avec \alpha = 5\%, u_{(1-\frac{\alpha}{2})} = 1{,}9604$$

- Les deux conditions sont vérifiées donc **la série est homogène**.

IV.3.2. Choix de la loi d'ajustement :

Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométrique, l'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de la loi de probabilité, de la taille de l'échantillon et de certaines caractéristiques de l'échantillon. Toutefois, de nombreuses études comparatives, autant empiriques que théoriques, ont été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une méthode d'estimation est la plus efficace pour une loi donnée (B.Touabia, 2001).

Dans notre étude on va utiliser les deux lois suivantes :

1)-la loi de GUMBEL

2)-la loi GALTON (log-normale).

IV.3.2.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL (double exponentiel) :

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

$$F(x) = e^{-e^{-y}}$$

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

Avec :

1/a : la pente de la droite de GUMEL

Y : variable réduite de GUMBEL

x : précipitation maximale journalière (mm)

x_0 : ordonnée à l'origine en (mm)

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

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

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

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

m : rang de précipitation

n : nombre d'observations(41)

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

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

- calculer les paramètres d'ajustement « a » et « x_0 »
- représenter graphiquement les couples (xi, yi) sur papier GUMBEL.

*Calcul des paramètres de l'ajustement de la loi de GUMBEL :

La droite de GUMBEL est donnée par la formule :

$$x = (1/a)y + x_0$$

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

$$\frac{1}{a} = 0.78 * \sigma_x = 0.78 * 13{,}1 = 10{,}22 mm$$

et x_0 représente l'ordonnée à l'origine : $x_0 = \bar{x} - \frac{1}{a}\bar{y}$.

.$\bar{Y}$: Moyenne de la variable réduite de GUMBEL

$$\bar{Y} = \frac{\sum_{i=1}^{N=41} Y}{N} = 0{,}438 mm$$

X_0 = 45.35– (12.65)*(0,438) = 35,3 mm.

Donc la droite de GUMBEL devient :

x = 10,22 y + 35,3

$P_{max, j, p\%}$ = 10,22 y + 35,3

Les résultats de l'ajustement par la loi de « GUMBEL » sont résumés dans le tableau qui suivra

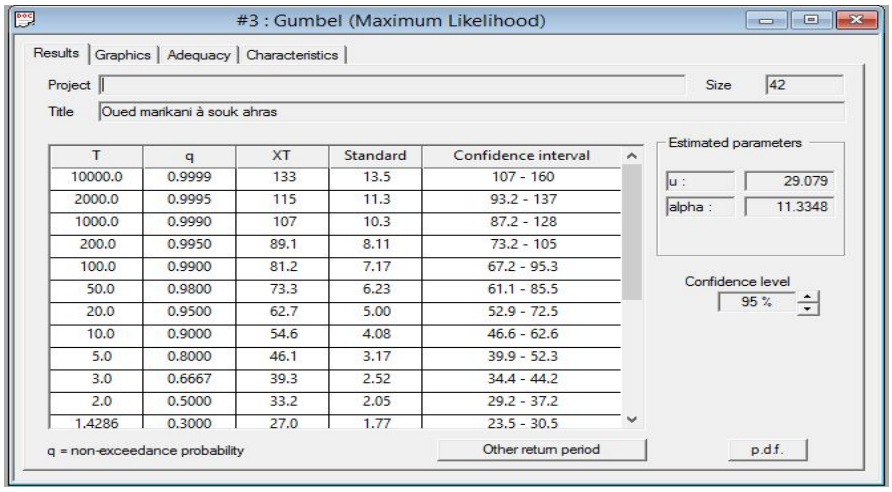
Tableau IV.16. Tableau d'ajustement à la loi Gumbel à partir du logiciel Hydrolab.

Ajustement à une loi de Gumbel

Taille n= 42 Xo= 29,40

g= 10,24 I.C. à (en%)= 80 U Gauss= 1,2817

Valeurs de départ	Valeurs classées	Ordre de classement	Fréquence expérimentale	Variable Réduite	Valeur expérimentale	Valeur théorique	Borne inférieure	Borne supérieure
12,7	12,3	1	0,012	-1,489	12,3	14,15106	9,6289	17,38021
12,3	12,7	2	0,036	-1,204	12,7	17,06924	13,1692	19,93895
34,5	19	3	0,060	-1,037	19	18,77343	15,2129	21,45707
45,7	19,2	4	0,083	-0,910	19,2	20,07395	16,757	22,63114
66,1	19,5	5	0,107	-0,804	19,5	21,16588	18,0408	23,62951
34,3	20,5	6	0,131	-0,709	20,5	22,12995	19,1631	24,52209
70,3	21,1	7	0,155	-0,624	21,1	23,00809	20,1751	25,34543
25,7	21,2	8	0,179	-0,544	21,2	23,82527	21,107	26,12146
42,2	22	9	0,202	-0,469	22	24,59772	21,9783	26,86459
31,9	25,5	10	0,226	-0,396	25,5	25,33674	22,8025	27,58496
39	25,7	11	0,250	-0,327	25,7	26,05062	23,5894	28,29016
32,4	27,2	12	0,274	-0,259	27,2	26,74572	24,3462	28,98608
48	29,4	13	0,298	-0,192	29,4	27,42713	25,0789	29,67751
19,5	29,6	14	0,321	-0,127	29,6	28,09902	25,7922	30,3685
22	31,9	15	0,345	-0,062	31,9	28,76499	26,4901	31,06253
35	32,3	16	0,369	0,003	32,3	29,42821	27,176	31,76276
33,6	32,4	17	0,393	0,068	32,4	30,09154	27,8531	32,47209
19	33,6	18	0,417	0,133	33,6	30,7577	28,5242	33,19328
56,9	33,7	19	0,440	0,199	33,7	31,42929	29,1921	33,92903
21,1	34,2	20	0,464	0,265	34,2	32,1089	29,8594	34,68207
19,2	34,3	21	0,488	0,332	34,3	32,79917	30,529	35,4552
32,3	34,5	22	0,512	0,401	34,5	33,50285	31,2034	36,25143
49,8	35	23	0,536	0,471	35	34,22288	31,8858	37,074
41	35,4	24	0,560	0,544	35,4	34,96245	32,579	37,9265
37,7	36	25	0,583	0,618	36	35,72512	33,2865	38,813
25,5	37,7	26	0,607	0,695	37,7	36,51491	34,012	39,73818
21,2	38,2	27	0,631	0,775	38,2	37,33646	34,7597	40,70749
34,2	38,7	28	0,655	0,859	38,7	38,19519	35,5346	41,72741
20,5	39	29	0,679	0,947	39	39,09757	36,3422	42,80576
36	39,2	30	0,702	1,040	39,2	40,05144	37,1895	43,95208
38,2	41	31	0,726	1,140	41	41,06649	38,0848	45,17829
59,2	41,6	32	0,750	1,246	41,6	42,15498	39,0385	46,49952
33,7	42	33	0,774	1,361	42	43,33272	40,0642	47,9354
35,4	42,2	34	0,798	1,487	42,2	44,62073	41,1794	49,51212
42	45,7	35	0,821	1,626	45,7	46,04784	42,4086	51,26569
38,7	48	36	0,845	1,783	48	47,6552	43,786	53,24763
41,6	49	37	0,869	1,964	49	49,5046	45,3636	55,5354
39,2	49,8	38	0,893	2,177	49,8	51,69515	47,2239	58,2534
29,6	56,9	39	0,917	2,442	56,9	54,40137	49,5125	61,62087
27,2	59,2	40	0,940	2,791	59,2	57,97687	52,524	66,08224
49	66,1	41	0,964	3,314	66,1	63,33523	57,0189	72,78642
29,4	70,3	42	0,988	4,425	70,3	74,71054	66,5185	87,06158



T	q	XT	Standard	Confidence interval
10000.0	0.9999	133	13.5	107 - 160
2000.0	0.9995	115	11.3	93.2 - 137
1000.0	0.9990	107	10.3	87.2 - 128
200.0	0.9950	89.1	8.11	73.2 - 105
100.0	0.9900	81.2	7.17	67.2 - 95.3
50.0	0.9800	73.3	6.23	61.1 - 85.5
20.0	0.9500	62.7	5.00	52.9 - 72.5
10.0	0.9000	54.6	4.08	46.6 - 62.6
5.0	0.8000	46.1	3.17	39.9 - 52.3
3.0	0.6667	39.3	2.52	34.4 - 44.2
2.0	0.5000	33.2	2.05	29.2 - 37.2
1.4286	0.3000	27.0	1.77	23.5 - 30.5

Figure IV.6. Résultats obtenus par l'ajustement à la loi Gumbel

Remarque : les XT sur la figure représentent les Pjmax

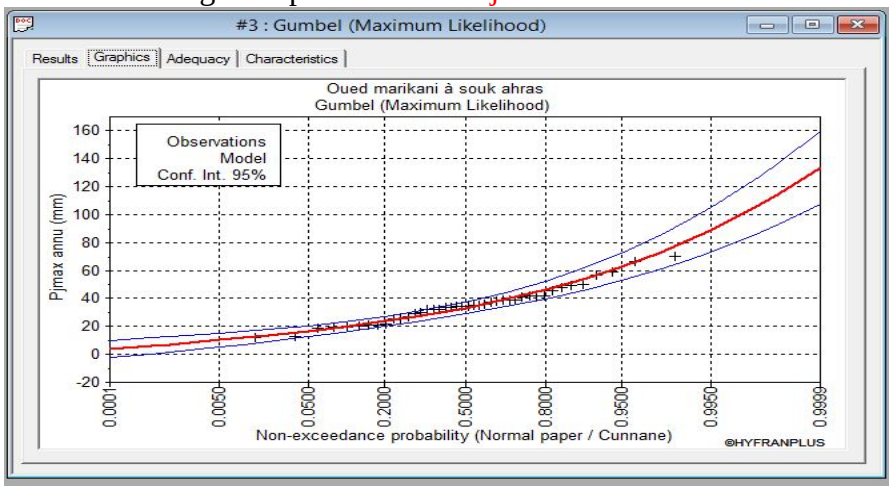


Figure IV.7 Graphique d'ajustement à la loi Gumbel.

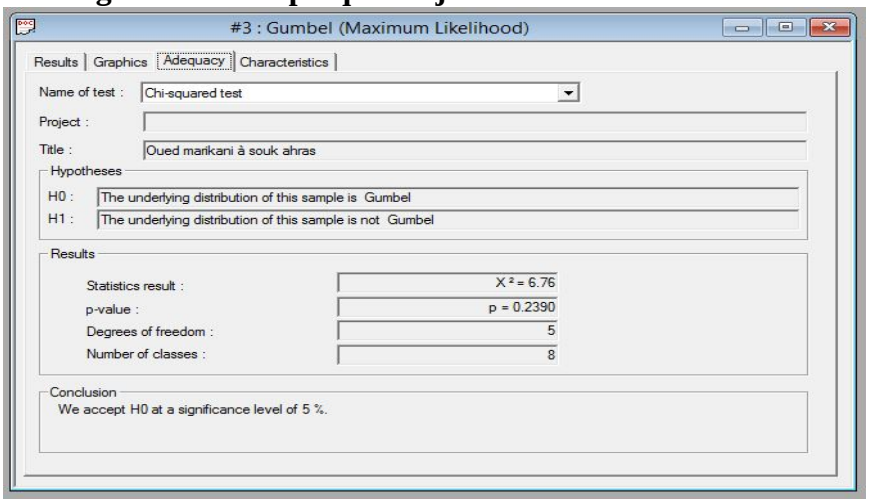


Figure IV.8. Résultat montrant la bonne adéquation de la loi par le test des Khi-carrés

b. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON (log-normale) :

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

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

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

Ou:u = (variable réduite de GAUSS)

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

$$\text{Log } x_{(p\%)} = \overline{Logx} + \mathbf{б}_{\text{Log}} * \mathbf{u}_{(p\%)}$$

$$LogX = \frac{\sum_{i=1}^{42} \overline{LogXi}}{N} .$$

Les résultats de l'ajustement par la loi de Log- Normal « Galton » sont :

Tableau IV.17. Tableau d'ajustement à la loi Log-Normale (Galton) à partir d'Hydrolab

Ajustement à une loi Log-normale

Taille n= 42 Moy.log(x-xo)= 1,516889852

xo= 0 E.T. log(x-xo)= 0,171159964 I.C. à (en%)= 80 U Gauss= 1,282

Valeurs de départ	Valeurs classées	Ordre de classement	Fréquence expérimentale	Variable réduite	Valeur expérimentale	Valeur théorique	Borne inférieure	Borne Supérieure
12,7	12,3	1	0,012	-2,261	12,3	13,4884	11,4062	15,39369
12,3	12,7	2	0,036	-1,803	12,7	16,1534	14,0011	18,115625
34,5	19	3	0,060	-1,559	19	17,7841	15,607	19,774238
45,7	19,2	4	0,083	-1,383	19,2	19,0606	16,8701	21,072157
66,1	19,5	5	0,107	-1,242	19,5	20,1514	17,9521	22,182829
34,3	20,5	6	0,131	-1,122	20,5	21,1278	18,9213	23,179067
70,3	21,1	7	0,155	-1,016	21,1	22,0271	19,814	24,0992
25,7	21,2	8	0,179	-0,921	21,2	22,8717	20,6517	24,966284
42,2	22	9	0,202	-0,833	22	23,6765	21,4488	25,795516
31,9	25,5	10	0,226	-0,751	25,5	24,4519	22,2153	26,59762
39	25,7	11	0,250	-0,674	25,7	25,2055	22,9586	27,380595
32,4	27,2	12	0,274	-0,601	27,2	25,9434	23,6843	28,150692
48	29,4	13	0,298	-0,531	29,4	26,6702	24,397	28,913004
19,5	29,6	14	0,321	-0,463	29,6	27,3902	25,1004	29,671844
22	31,9	15	0,345	-0,398	31,9	28,1066	25,7979	30,430992
35	32,3	16	0,369	-0,334	32,3	28,8226	26,4922	31,19388

33,6	32,4	17	0,393	-0,271	32,4	29,5411	27,1859	31,963718
19	33,6	18	0,417	-0,210	33,6	30,2648	27,8815	32,743602
56,9	33,7	19	0,440	-0,149	33,7	30,9964	28,5813	33,536599
21,1	34,2	20	0,464	-0,089	34,2	31,7383	29,2876	34,345826
19,2	34,3	21	0,488	-0,030	34,3	32,4934	30,0027	35,174523
32,3	34,5	22	0,512	0,030	34,5	33,2647	30,7292	36,026297
49,8	35	23	0,536	0,089	35	34,0562	31,4707	36,905958
41	35,4	24	0,560	0,149	35,4	34,8714	32,23	37,817952
37,7	36	25	0,583	0,210	36	35,7142	33,0106	38,767123
25,5	37,7	26	0,607	0,271	37,7	36,5891	33,816	39,759036
21,2	38,2	27	0,631	0,334	38,2	37,5013	34,6506	40,800182
34,2	38,7	28	0,655	0,398	38,7	38,4567	35,5192	41,898243
20,5	39	29	0,679	0,463	39	39,4626	36,428	43,062458
36	39,2	30	0,702	0,531	39,2	40,5278	37,3841	44,304122
38,2	41	31	0,726	0,601	41	41,6633	38,3964	45,637294
59,2	41,6	32	0,750	0,674	41,6	42,8829	39,4763	47,079836
33,7	42	33	0,774	0,751	42	44,2046	40,6384	48,654965
35,4	42,2	34	0,798	0,833	42,2	45,6522	41,9021	50,393691
42	45,7	35	0,821	0,921	45,7	47,2586	43,2938	52,338797
38,7	48	36	0,845	1,016	48	49,0708	44,8515	54,551718
41,6	49	37	0,869	1,122	49	51,1594	46,632	57,125284
39,2	49,8	38	0,893	1,242	49,8	53,6381	48,7262	60,209559
29,6	56,9	39	0,917	1,383	56,9	56,7079	51,2945	64,071137
27,2	59,2	40	0,940	1,559	59,2	60,7781	54,6613	69,256402
49	66,1	41	0,964	1,803	66,1	66,9139	59,6659	77,200306
29,4	70,3	42	0,988	2,261	70,3	80,1345	70,2161	94,762868

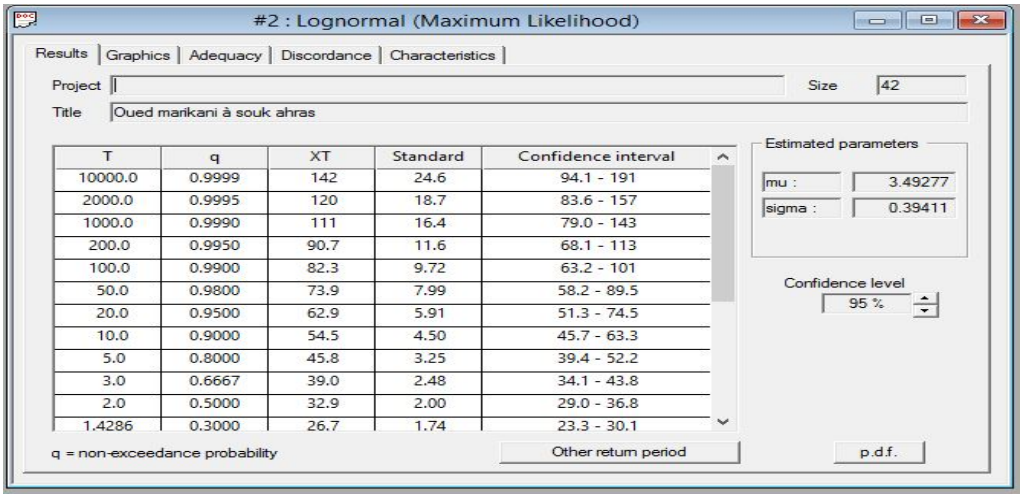


Figure IV.9. Résultats obtenus par l'ajustement à la loi de Galton

Remarque : les XT sur la figure représentent les P_{jmax}

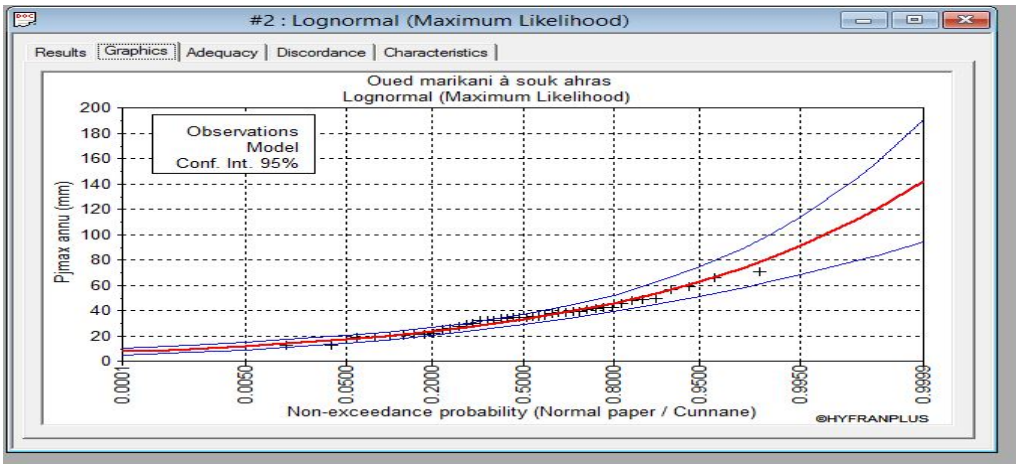


Figure IV.10. Graphique de l'ajustement à la loi de Galton

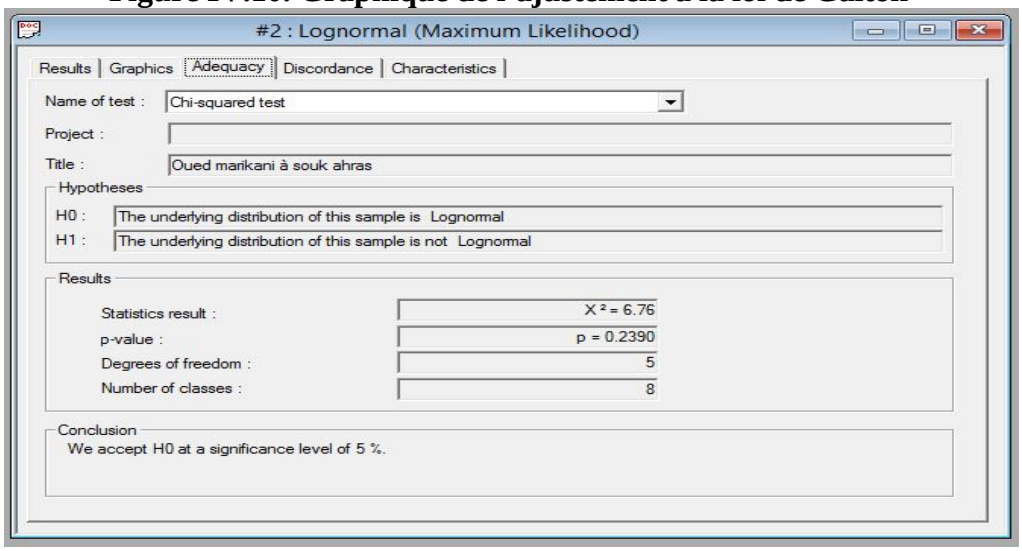


Figure IV.11. Résultat montrant la bonne adéquation de la loi par le test des Khi-carrés

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 log-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 minimes.

On prend les résultats obtenus par l'ajustement de **Gumbel** car il sera utilisé dans les calculs qui suivront dans le chapitre.

Tableau IV.18. Les pluies max journalières obtenues par l'ajustement à la loi de Galton.

Fréquence	0,1	1	2	5	10	20	50
T (ans)	1000	100	50	20	10	5	2
Pjmax (mm)	107	81,2	73,3	62,7	54,6	46,1	33,2

IV.4 PLUIE DE COURTE DURÉE À DIFFÉRENTES FRÉQUENCES

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

$$\mathbf{P_{maxt,P\%}} = \mathbf{P_{maxj,P\%}} \left(\frac{t}{24}\right)^{b}$$

Avec :

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

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

t : Durée de pluie **(h).**

b : Exposant climatique; **b = 0,33.**

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

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.19. Pluies et intensités de courtes durées.

Fréquence	0.1%		1%		2%		5%		10%		20%	
T (ans)	1000		100		50		20		10		5	
Temps (h)	$P_{max\ t}$ (mm)	I_0 (mm/h)	$P_{max\ t}$ (mm)	I_0 (mm/h)	$P_{max\ t}$ (mm)	I_0 (mm/h)	$P_{max\ t}$ (mm)	I_0 (mm/h)	$P_{max\ t}$ (mm)	I_0 (mm/h)	$P_{max\ t}$ (mm)	I_0 (mm/h)
1	36,317	36,317	27,56	27,56	24,879	24,879	21,281	21,281	18,532	18,532	15,647	15,647
2	45,969	22,985	34,885	17,443	31,491	15,746	26,937	13,469	23,457	11,729	19,805	9,903
3	52,763	17,588	40,041	13,347	36,145	12,048	30,918	10,306	26,924	8,975	22,733	7,578
4	58,185	14,546	44,155	11,039	39,86	9,965	34,095	8,524	29,691	7,423	25,069	6,267
5	62,771	12,554	47,636	9,527	43,001	8,6	36,783	7,357	32,031	6,406	27,044	5,409
8	73,648	9,206	55,89	6,986	50,453	6,307	43,157	5,395	37,581	4,698	31,731	3,966
10	79,453	7,945	60,295	6,03	54,429	5,443	46,558	4,656	40,543	4,054	34,232	3,423
12	84,534	7,045	64,151	5,346	57,91	4,826	49,536	4,128	43,136	3,595	36,421	3,035
14	89,083	6,363	67,603	4,829	61,026	4,359	52,201	3,729	45,457	3,247	38,381	2,742
16	93,221	5,826	70,743	4,421	63,861	3,991	54,626	3,414	47,569	2,973	40,163	2,51
18	97,03	5,391	73,634	4,091	66,47	3,693	56,858	3,159	49,512	2,751	41,804	2,322
20	100,569	5,028	76,319	3,816	68,894	3,445	58,931	2,947	51,318	2,566	43,329	2,166
22	103,881	4,722	78,833	3,583	71,163	3,235	60,872	2,767	53,008	2,409	44,756	2,034
24	107	4,458	81,2	3,383	73,3	3,054	62,7	2,613	54,6	2,275	46,1	1,921

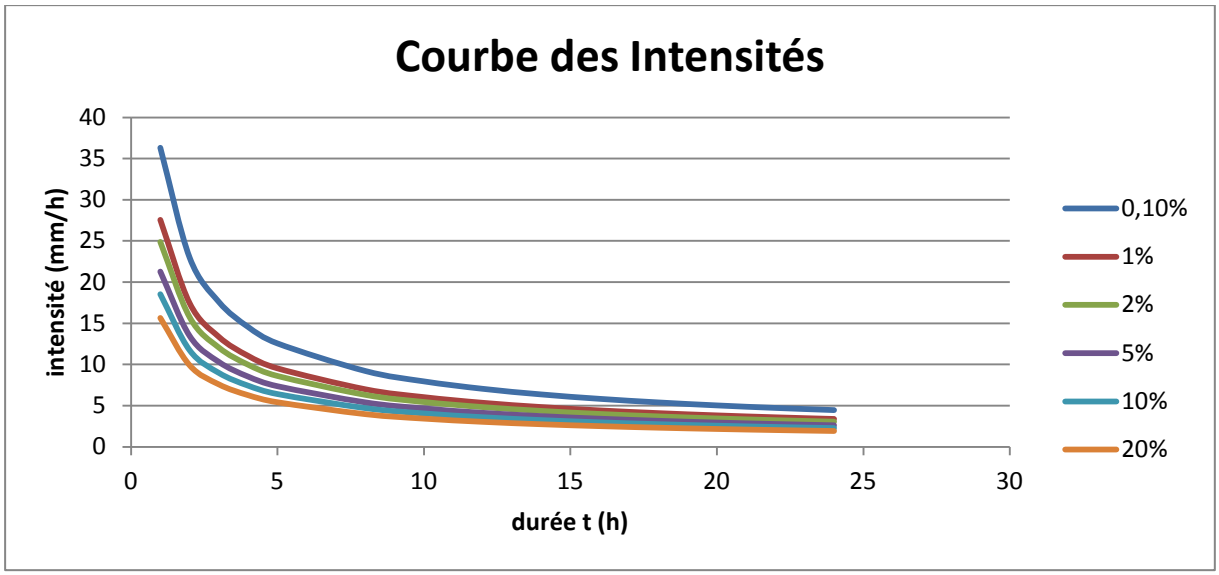


Figure IV.12. Courbe des intensités en fonction du temps.

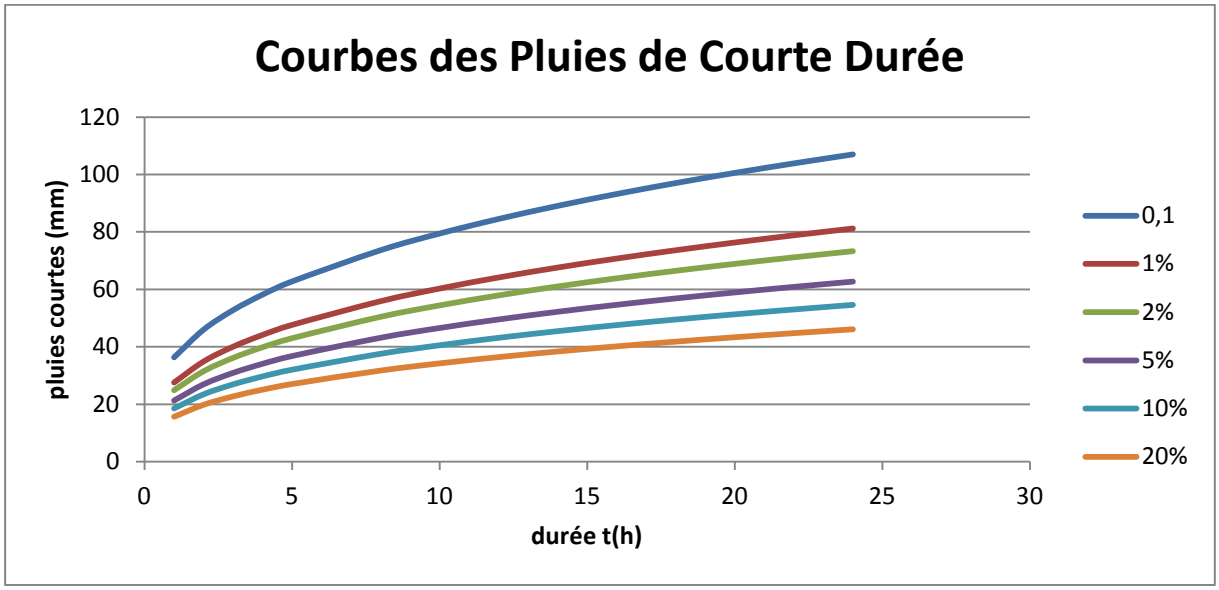


Figure IV.13. Courbe des pluies de courtes durées en fonction du temps.

Tableau IV.20. Tableau des pluies de courtes durées et des intensités de différentes périodes de retour correspondantes au temps de concentration Tc= 1,324h

Fréquence	0,1	1	2	5	10	20	50
T (ans)	1000	100	50	20	10	5	2
Pjmax (mm)	107	81,2	73,3	62,7	54,6	46,1	33,2
$Pjmax_{Tc}$ (mm)	39,953	30,32	27,37	23,412	20,387	17,214	12,397
I_{Tc}	30,1759819	22,9003021	20,6722054	17,6827795	15,3980363	13,0015106	9,36329305

IV.5. Etude des apports

IV.5.1 Généralités

Les apports au site de notre retenue ont été déterminés à partir des mesures effectuées à partir de mesures disponibles à la station **(120403)**, où on dispose de 41 années complètes de mesures.

IV.5.2 Apport moyen annuel

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

a- Formule de SAMIE

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

$$A_0 = Le.S$$

Avec :

A_0 : Apport moyen annuel **(Mm^3)** ;

Le : Lame d'eau écoulée **(mm)** ;

$\overline{P}$: Précipitation moyenne **(mm)** ; $\overline{p}$ **=500m**

S : Surface du bassin versant **(km^2)**. **S=4,446 Km^2**.

b- Formule de DERIE II

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

Avec : **A_0** : Apport moyen annuel **(Mm^3)** ;

$\overline{P}$: Précipitation moyenne **(mm)** ; $\overline{p}$ **=500m**

D_d : Densité de drainage **(km/km^2) D_d=2,39Km/Km^2**.

S : Surface du bassin versant **(km^2). S=4,446 Km^2**.

c- **Formule de MALLET–GAUTHIER**

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

Le=P.Ce

A_0=Le.S.

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

$\overline{P}$: Précipitation moyenne **(m)** ; $\overline{p}$ **=0,500m**

A_0 : Apport moyen annuel **(Mm^3)** ;

Le : Lame d'eau écoulée **(m)** ;

S : Surface du bassin versant **(km^2). S=4,446 Km^2.**

d- Formule de MEDINGER

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

A_0=Le.S

Avec : $\mathbf{A_0}$: Apport moyen annuel **(Mm^3)** ;

Le : Lame d'eau écoulée **(m)** ;

$\overline{P}$: Précipitation moyenne **(m)** ; $\overline{p}$ **=0,500m**

S : Surface du bassin versant **(km^2). S= 4,446 Km^2.**

e- Formule de COUTAGNE

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

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

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

Avec : **D** : Déficit d'écoulement ;

$\overline{P}$: Précipitation moyenne **(mm)** ; $\overline{p}$ **=0,500m**

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

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

$\square = 0,359$ $\frac{1}{8\lambda} = 0,348$ et $\frac{1}{2\lambda} = 1,393$

f- Formule de DERIE I

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

Avec : $\mathbf{A_0}$: Apport moyen annuel **(Mm^3)** ;

$\overline{P}$: Précipitation moyenne **(m)** ; $\overline{p}$ **=0,500m**

S : Surface du bassin versant **(km^2). S=4,446 Km^2.**

Tableau N°IV.21 : Apports moyens annuels

	FORMULES					
	SAMIE	DERIE II	MALLET GAUTHIER	MEDINGER	COUTAGNE	DERIE I
L_e **(mm)**	72,09	-	56,15	58,98	36,813	-
A **(Mm^3)**	0,320	0,434	0,249	0,262	0,163	0,180

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**, 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 **SAMIE**.

IV5.3 Caractéristiques de l'écoulement

a) Lame d'eau écoulée moyenne

$\mathbf{L_e} = \frac{A_{moy}}{S_{bv}}$ où : $\mathbf{A_{moy}}$=0,320Mm^3 et $\mathbf{S_{bv}}$ = 4.446 km^2 **L_e=72.09mm**.

b) Coefficient de l'écoulement

$\mathbf{C_e} = \frac{L_e}{P_{moy}}$ où : $\mathbf{L_e}$=72.09 mm et $\mathbf{P_{moy}}$ = 500 mm **C_e = 0,144**

c) Module spécifique

$\mathbf{M_0} = \frac{Qo}{S_{bv}} = \frac{A_{moy}}{T.S_{bv}}$ où : $\mathbf{A_{moy}}$=0,320Mm^3, **T** = 31,536 10^6**s** et $\mathbf{S_{bv}}$=4.446km^2

M_0= 2.28 l/s.km^2

d) Module d'écoulement

$\mathbf{Q_0} = \frac{A_{moy}}{T}$ où : $\mathbf{A_{moy}}$=0,346Mm^3 et **T** = 31,536 10^6 **s** **Q_0 = 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.

- **Formule de PADOUN**

$$C_V = k.\frac{0,93}{M_0^{0,23}}$$

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

K : Coefficient **K=0,75.**

M_0 : Module spécifique (l/s.Km^2). (**M_0=2.28 l/s.Km^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 (Km^2). **S=4.446 Km^2.**

M_0 : Module spécifique (l/s.Km^2). (**M_0=2.28 l/s.Km^2**)

- **Formule de URGIPROVODKMOZ**

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

Avec :

C_V : Coefficient de variation.

M_0 : Module spécifique (l/s.Km^2). (**M_0=2.28 l/s.Km^2**)

- **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.

M_0 : Module spécifique (l/s.Km^2). (**M_0=2.28 l/s.Km^2**).

S : Surface du bassin versant (Km^2). **S=4.446 Km^2.**

Tableau IV.22. Cv calculé par les différentes méthodes

	FORMULE			
	PADOUN	SOKOLOVSKY	URGIPROVODKMOZ	KRITSKLY–MENKEL
C_V	0,358	0.629	0.631	0,607

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 **SOKOLOVSKY** c'est-à-dire **C_V=0.629**.

IV.5.3 Irrégularité des apports :

- **Estimation fréquentielle des apports :**

L'estimation fréquentielle des apports peut être envisagée par l'application d'une loi Log Normale (Loi de Galton) (il existe d'autres méthodes comme la méthode de Pearson III…..)Qui est donnée comme suit :

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

$$A_{\%} = \frac{A_0 \cdot e^{U \cdot \sqrt{\log(C_v + 1)}}}{\sqrt{C_v{}^2 + 1}} = \frac{0.32 \cdot e^{U \cdot \sqrt{\log(0,63+1)}}}{\sqrt{0,63^2 + 1}}$$

A% : Apport de fréquence donnée.

U : Variable réduite de Gauss.

A_0 : Apport moyen annuel [Mm^3].

C_v : Coefficient de variation.

Les résultats de calcul sont donnés dans le Tableau III.23.

Tableau. IV.23 : l'Apport fréquentielle.

Période de retour (ans)	5/4	5	10	50	100	1000
Fréquence (%)	80	20	10	2	1	0,1
Le variable réduit "u".	-0,841	0,84	1,282	2,054	2,327	3,091
A%	0,184	0,489	0,698	0,792	1,126	1,184

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)

$$Q_{max} = \text{Erreur ! Signet non défini.}\frac{0,28\ P_{tcp\%}\ Ce\ S}{t_m} * f$$

0,28 : Coefficient de changement d'unité.
$P_{tcp\%}$ **:** Précipitation en **mm** de probalité **P%** correspondant au temps de concentration **Tc.**

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

On prend γ**=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 $t_a = t_c, = t_m$ 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 IV.24 : Débits fréquentiels pour différents sous bassins obtenues par la méthode SOKOLOVSKI

T (ans)	1000	100	50	20	10	5
Ptc (mm)	39,953	30,32	27,37	23,412	20,387	17,214
Ce	0,75	0,7	0,65	0,625	0,6	0,55
Qmax (m3/s)	29,312	20,761	17,403	14,314	11,966	9,262

b. Formule de TURRAZA

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

S : superficie du bassin versant (km^2) **S=4.446 Km^2**.

C_e : Coefficient de ruissellement en fonction de la fréquence.

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

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

Tableau. IV.25 .Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de TURRAZA)

T (ans)	1000	100	50	20	10	5
Ptc (mm)	39,953	30,32	27,37	23,412	20,387	17,214
Itc (mm/h)	30,176	22,900	20,672	17,682	15,398	13,001
Ce	0,75	0,7	0,65	0,625	0,6	0,55
Qmax (m3/s)	90,772	84,721	78,669	75,643	72,618	66,566

c. Formule de MALLET–GAUTHIER

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

S : superficie du Bassin versant, (Km^2); **S=3,40 Km^2**.

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=0.43 Km.**

Tableau .IV.26 : Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de MALLET-GAUTHIER)

T (ans)	5	10	20	50	100	1000
$Qmax_{p\%}$ (m^3/s)	25,043	58,893	66,542	75,470	81,584	99,215

d. Formule de GIANDOTTI

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

Avec : **S** : Surface du bassin versant en Km^2; **S=4.446 Km^2.**

L : Longueur du talweg principal en Km ; **L=0.43 Km.**

$\mathbf{h_{moy}}$: Altitude moyenne en m ;

$\mathbf{h_{min}}$: Altitude minimale en m ;

$\mathbf{h_{tc,p\%}}$: Lame d'eau précipitée pour une probabilité donnée et une durée égale au temps de concentration des eaux en **m**.

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

Tableau IV.26 : Débits fréquentiels pour différents sous bassins obtenues par la méthode GIANDOTTI

T (ans)	1000	100	50	20	10	5
Ptc (mm)	39,953	30,32	27,37	23,412	20,387	17,214
Qmax (m3/s)	27,8501	21,135	19,079	16,319	14,211	11,999

IV.6.3 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.

Comme la méthode de **GIANDOTTI** tient compte de plus de paramètres, (surtout les 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.

IV.6.4. Hydrogramme de crue

L'hydrogramme de crue sera établit 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 monté de la crue** $Q_m = Q_{max}\left(\frac{t}{tm}\right)^x$

- **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 basin versant, pour le bassin de la retenue $\delta = 3$

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

Les résultats obtenus sont exposés dans le tableau suivant :

Tableau IV.27. Etude des crues

T (ans)	Qmax 0,1% (m3/s)	Qmax1%(m3/s)	Qmax2%(m3/s)	Qmax5%(m3/s)	Qmax10%(m3/s)	Qmax20%(m3/s)
0	0	0	0	0	0	0
0,2	0,636	0,483	0,436	0,373	0,325	0,274
0,4	2,544	1,931	1,743	1,491	1,298	1,096
0,6	5,724	4,344	3,921	3,354	2,921	2,466
0,8	10,176	7,722	6,971	5,963	5,192	4,384
1	15,899	12,066	10,892	9,317	8,113	6,85
1,2	22,895	17,375	15,684	13,416	11,683	9,864
1,324	27,871	21,151	19,093	16,332	14,222	12,008
1,524	23,088	17,521	15,816	13,529	11,781	9,948
1,724	18,912	14,352	12,956	11,082	9,65	8,148
1,924	15,272	11,59	10,462	8,949	7,793	6,58
2,124	12,132	9,207	8,311	7,109	6,191	5,227
2,324	9,455	7,176	6,478	5,541	4,825	4,074
2,524	7,204	5,467	4,935	4,222	3,676	3,104
2,724	5,342	4,054	3,66	3,131	2,726	2,302
2,924	3,833	2,908	2,626	2,246	1,956	1,651

3,124	2,638	2,002	1,807	1,546	1,346	1,137
3,324	1,721	1,306	1,179	1,009	0,878	0,742
3,524	1,047	0,794	0,717	0,613	0,534	0,451
3,724	0,576	0,437	0,395	0,338	0,294	0,248
3,924	0,273	0,207	0,187	0,16	0,139	0,118
4,124	0,101	0,077	0,069	0,059	0,052	0,043
4,324	0,023	0,017	0,015	0,013	0,011	0,01
4,524	0,001	0,001	0,001	0,001	0	0
4,629	0	0	0	0	0	0

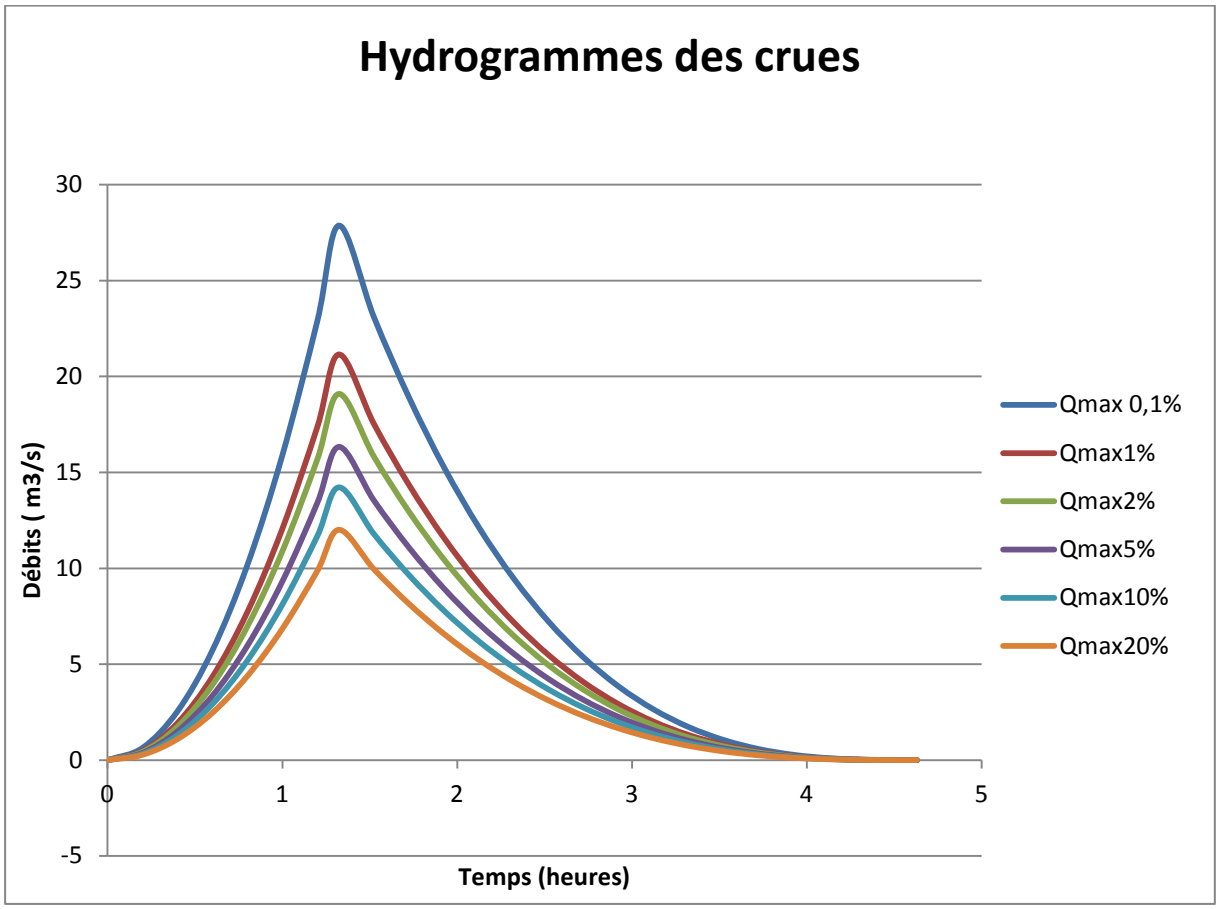


Figure IV.14. Hydrogramme de crues

IV.6.5.Choix de la crue de projet :

La crue de projet est la crue de plus faible fréquence entrant dans la retenue. Elle est prise en compte pour déterminer le niveau des plus hautes eaux. Donc la hauteur du barrage et pour le dimensionnement de l'évacuateur de crues en intégrant les possibilités du laminage.

Souvent la crue de projet considérée est la crue du débit de pointe maximal, mais il n'est pas toujours certain que cette crue soit la plus défavorable pour le calcul de l'évacuateur de crues ; une crue moins pointue, mais plus étalée pourrait être plus défavorable. La période de retour minimale préconisée pour cette crue est comprise entre (100 et 1000 ans).

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

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

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

Le comité Australien des grands barrages donne les recommandations suivantes :

Tableau. IV.28. Catégories des dommages résultant des crues.

Dommages élevés	Dommages importants	Dommages faibles
Pertes de vie envisagées en raison de la fréquence de la population ou d'autre centre d'activité à l'aval.	Pas de pertes de vies envisagées mais la possibilité existe toutefois. Pas de développement urbain et nombre limité d'édifices à l'aval.	Pas de pertes de vies envisagées.
Pertes économiques considérables (dommages à des entreprises industrielles, commerciales ou agricoles, des édifices publics et des centres d'habitation, dommage au barrage lui-même et à d'autres réservoirs à l'aval).	Pertes économiques appréciables. Dommages à des édifices publics importants, au barrage lui-même et à d'autres réservoirs **à** l'aval.	Pertes économiques minimales. Bâtiments agricoles, terres et chemin vicinaux.

Le barrage est essentiel à l'activité économique et les réparations ne sont pas possibles.	Réparation possible du barrage. Disponibilité des sources de secours pour la fourniture en eau ou en électricité.	Réparation du barrage possible, pertes indirectes faibles.

Tableau. VI.29.Crues de projet recommandé.

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

Pour la détermination de la crue de projet on doit tenir compte des caractéristiques géologiques et hydrologiques du bassin versant (précipitations superficie, perméabilité…)

- On doit calculer l'indice global « Ig » qui est lié à tous ces paramètres tel que :

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

I_a : représente la somme des indices mineurs (intensité des crues et les difficultés topographiques).

I_d : représente la somme des indices des difficultés géologiques et géotechniques).

I_r : représente les risques.

- **SI :**

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

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

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

Tableau.IV.30.Choix de la crue de projet.

Le risque	Risque faible	Risque moyen (modéré)	Risque important
Hydrologie	Bonne connaissance	Connaissance moyennes	Incertitude
Géologie et géotechnique	Peu ou pas de difficulté	Quelques difficultés	Difficiles
Risque ou non de rupture	Faible	Moyen	Important
La crue de projet	$Q_{max(1\%)}$ + revanche	$Q_{max\ (1\%)}$ + revanche majorée avec vérification pour $Q_{max(0.1\%)}$ et Q_{max} (0.2%)	Q_{max} (0.1%)

Pour notre cas, on peut considérer que les difficultés géologiques et géotechniques sont moyen, les connaissances hydrologiques paraissent moyennes et que le risque en aval n'est pas élevé (site éloigné des zones urbaines par apport a l'aval), donc on accepte un risque moyen (Ig =2) et on opte pour la crue centennale :

D'où **$Q_{1\%}$= 21.135 m3/s** et la crue de construction sera : **Q 20ans = 16.33 m/s.**

IV.7.Apport solide et l'estimation de volume mort :

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

Le transport solide dans un cours d'eau constitue la seconde phase de l'érosion .La dynamique des matériaux arrachés au sol et transportés par la raison d'écoulement dépend essentiellement de la vitesse d'écoulement et de granulométrie .L'eau trouve la puissance nécessaire pour ce transport dans la perte de charge qu'elle subit. Le champ d'exploitation de vitesse varie tout au long du profil de l'oued d'amont en aval .L'eau met en jeu deux types de mécanismes : le charriage et la suspension qui sont les principaux types de transport solide.

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

suspension dépend essentiellement de la dimension des matériaux rapportes à la vitesse de l'eau et la turbulence de l'écoulement .En tout point d'une rivière d'alimentation, le débit solide est défini par les caractéristiques hydrologiques de son bassin versant

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

IV.7.1.Formules empiriques :

a. Formule de TIXERONT :

Elle tient compte de la répartition du bassin Versant en fonction de sa perméabilité et s'écrit. $Ts=\alpha.L_0^{0.15}$.

Avec :

Ts : le transport solide en (t/Km2/an).

L_0 : la lame écoulée en (mm) = 72.075 mm

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

Soit :

Ts=379.936 (t/Km^2 /an).

b. Formule de Fournier :

$$Ta = \frac{1}{36}\left(\frac{P_m^2}{P_A}\right)^{2,65}\left(\frac{h^2}{S}\right)^{0.46}.$$

Avec :

Ta : Taux d'abrasion en (t/Km^2an).

P_m : Pluie mensuelle du mois le plus pluvieux =190.78 mm ;

P_A : Pluie moyenne annuelle = 500 mm ;

h= (Hmax – Hmin);

H_{max} : Altitude maximale;

H_{min} : Altitude minimale;

S : Surface du bassin versant = 4.446 Km.

AN:

Ta=1689, 196 t/Km^2an.

On remarque que le taux d'abrasion est important, d'où il est nécessaire d'effectuer quelques travaux de protection contre l'envasement de la retenue, ces travaux portent sur :

- Les digues de décantations ;
- La bande forestière.

La digue de décantation sera construite en gabions et implantée dans le lit de l'oued en amont de la retenue .Il est recommandé de réaliser plusieurs digues de décantations en aval de l'embouchure de chaque branche importante.

La bande forestière est à réaliser sur deux côtés de la cuvette sur une largeur de 50 m environ.

Les rangs d'arbres doivent être plantés le long des courbes de niveau des rives de la vallée.

La distance entre le lac et la bande forestière doit de 50 m environ.

IV.7.2.Calcul du volume mort :

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

Il existe plusieurs formules pour le calcul de ce dernier :

a- Méthode liée à l'érosion spécifique (la plus simple) :

Le volume est donné par la formule suivante :

$$Vm = \frac{Ts.T.S}{\gamma_s}.$$

AN :

T : Durée de vie du barrage (20 ans) ;

γ_s : Poids spécifique des sédiments (1,6 t/m3) ;

S : Surface du bassin versant 4.446 Km^2.

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

D'où **V_m=21114.960 m^3** Pour 20 ans d'exploitation.

b- Formule de TIXERONT :

Le volume mort est estimé à :

$$Vm = (1.05 – 1.10)\frac{QsT}{\delta s} \quad (m3) \quad .$$

Qs : Le débit solide (t/an)

δs : Poids spécifique de la vase humide (δs = 1.6 t/m3).

Qs = Ts*S.

S : Superficie du bassin versant.

AN : pour un délai de service ; T = 20 ans.

D'où : **Vm=23226,4563m^3.**

Conclusion :

D'après les résultats trouvés on opte une valeur du volume mort égale à 21114,960m^3 (formule de TIXERONT) Pour 20 ans d'exploitation.

IV.8. Régularisation des débits:

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

Différents types de régularisation sont utilisés :

- La régularisation saisonnière.
- La régularisation interannuelle.

Les paramètres générant le calcul de la régularisation sont :

- L'apport ($A_{80\%}$ en M m3).
- La consommation totale (M m^3).
- Les infiltrations et l'évaporation.
- Les courbes caractéristiques de la retenue.

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

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

IV.8.1 Répartition des apports et besoins mensuels.

Le modèle rationnel des formules de calcul de l'apport se présente sous la forme suivante :

$$\mathbf{A_{men} = A_0 * \%_{mensuel}}$$

Où : $\mathbf{A_0}$: Apport moyen inter–annuel **(m3)** ;

%mensuel : pourcentage donné par le bureau d'étude.

Quant aux besoins, ces derniers sont estimés par les parties intéressées à l'agriculture et qui déterminent les besoins que doit couvrir la retenue collinaire.

Tableau IV.31.La répartition des apports et des besoins (agricoles) sont des données fournies par le bureau d'étude.

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Aout	Total
Apports%	3,35	8,26	12,04	15,23	13,8	12,17	12,51	11,06	7,11	2,54	1,13	0,8	100
Apports	10737,200	26474,41	38589,819	48814,198	44230,856	39006,486	40096,232	35448,787	22788,506	8141,0416	3621,8019	2564,107	320513,45
Besoins	54745,6	/	/	/	/	/	/	5218	10780	57960	65640	78835,31	

IV.8.2 Courbes caractéristique :

L'approximation des volumes a été faite selon l'expression : $\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} * \Delta H$

La cote minimale relevée est de 845m et la cote maximale de 859m, soit hauteur prés de 14 mètres.

S_i : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_i en m^2

S_{i+1} : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_{i+1} en m^2

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

ΔV_i : Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveau successives (m^3)

Le tableau donne les caractéristiques topographiques de la retenue :

Tableau IV. 32. Calcul des volumes et surfaces pour le traçage des courbes caractéristiques

Cotes (m)	surfaces (m^2)	surface moy (m^2)	Hauteur (m)	V partiel (m^3)	V cumulé (m^3)
845	0				0
		/	1	44,41226667	
846	66,6184				44,41226667
		505,8323	1	505,8323	
847	945,0462				550,2445667
		2381,0231	1	2381,0231	
848	3817,0000				2931,267667
		6119,5	1	6119,5	
849	8422,0000				9050,767667
		12020,5	1	12020,5	
850	15619,0000				21071,26767
		18625,0263	1	18625,0263	
851	21631,0526				39696,29397
		24685,2905	1	24685,2905	
852	27739,5284				64381,58447
		32623,7942	1	32623,7942	
853	37508,0600				97005,37867
		45114,6718	1	45114,6718	
854	52721,2836				142120,0505
		60121,20785	1	60121,20785	
855	67521,1321				202241,2583
856	75180,8410	71350,98655	1	71350,98655	273592,2449
		80255,39165	1	80255,39165	
857	85329,9423				353847,6365
		83206,47115	1	83206,47115	
858	81083,0000				437054,1077
859	43588,0120	62335,506	1	62335,506	499389,6137

Remarque :

$\Delta V_1 = 2/3.S_1.\Delta H$.

La représentation graphique des courbes topographiques et volumétriques est dans la figure suivante :

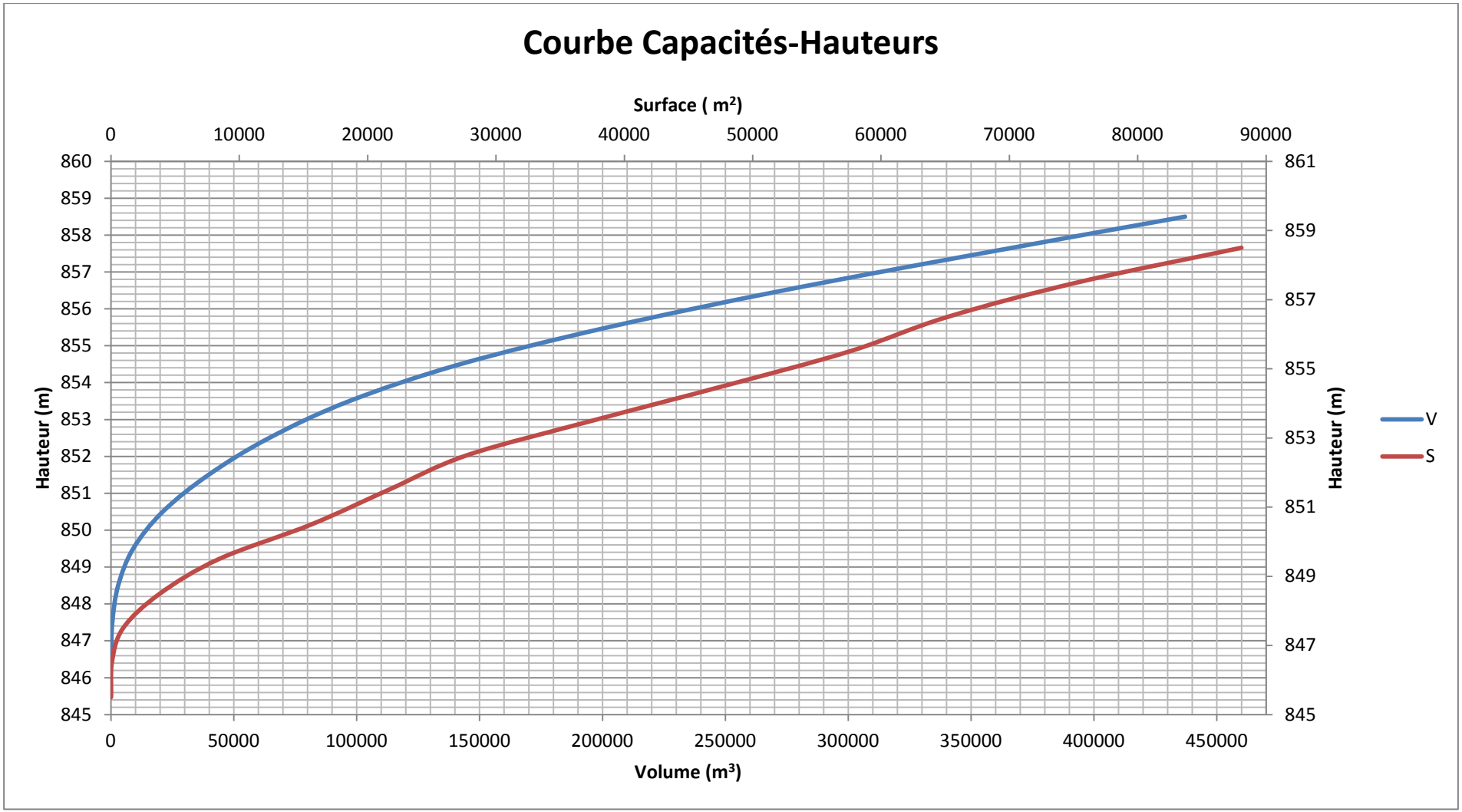


Figure III.15 Courbe capacité- hauteur.

IV.8.3. Calcul du volume utile :

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

- ❖ L'apport annuel A_0.
- ❖ La consommation totale.
- ❖ Le volume mort de la retenue.

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

- **Procédé de calcul :**

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

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

Les calculs se font comme suit : Vrf = Vri + (W-U).

- **Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes :**

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière sont donnés dans le tableau Répertorié dans les annexes comme étant (IV.1) on a :

Vs = 279451,298 m3.

Vd = 232116,758 m3.

Donc : la retenue fonctionne à un seul temps.

V_s> Vd **D'où** : Vu = V_d Alors **: Vu=0.232 Mm^3**

Le volume de la retenue normale sera : V_{NNR}= Vu + V_m.

D'où : **V_{NNR} = 253231,718 m^3**

D'après la courbe caractéristique V=F(H) on a : NNR=856,10m NGA.

➢ Les résultats de la régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Hm^3). Se trouve dans les annexes répertoriés sous le nom Annexe IV.1

IV.8.4 Calcul du volume utile en tenant compte des pertes

a- Calcul des pertes

Les pertes par infiltration

$$\mathbf{P_{inf}} = \frac{Vmoy}{100} S$$

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

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

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

Les pertes par évaporation

$\mathbf{V_{Em}=E_s .S_{MOY}}$ et $\mathbf{E_C=K.E}$

Avec : $\mathbf{E_s}$: Evaporation de la surface du plan d'eau en **mm**.

E : Evaporation mensuelle en mm.

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

$\mathbf{S_{MOY}}$: Surface du plan d'eau correspondant au volume moyen en $\mathbf{m^2}$.

Les valeurs moyennes mensuelles de l'évaporation mesurées au site de la retenue sont données par le tableau suivant

Evaporation	**Mois**											
Moyenne (mm)	**VIII**	**IX**	**X**	**XI**	**XII**	**I**	**II**	**III**	**IV**	**V**	**VI**	**VII**
	1	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**	**9**	**10**	**11**	**12**
	138	**92**	**57**	**42**	**44**	**52**	**75**	**85**	**122**	**160**	**209**	**191**

b- Evaluation de l'erreur

Les résultats de la régularisation saisonnière en tenant compte des pertes (1ère et 2ème itération) sont répertoriés dans les annexes sous le nom Annexe IV.2 et IV.3

Après avoir calculés $\mathbf{V_u}$ et $\mathbf{V_{u'}}$, 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 :

$E = \frac{Vu-Vu}{Vu}.100 \leq 1$ à 2 %

Wr : Apport mensuel (m^3).

E : Évaporation (mm).
$\mathbf{V_{RI}}$ **:** Volume de la retenue final (m^3).
S : Volume excédentaire à évacuer (m^3).
U : Consommation (m^3).
$\mathbf{V_{RF}}$ **:** Volume de la retenue final
Vevap : Volume évaporé (m^3).
Vinf : Volume infiltré (m^3)
M : Volume moyen (m^3).
Sm : Surface Moyenne (m^2).

D'après la régularisation (1ère itération) nous avons:

Vs : Volume excédentaire V_S = 255457,08 **m³**

Vd : Volume déficitaire V_d= 251666,885 **m³**

$V_s > V_d$

Fonctionnement à un temps.

Le volume utile : $V_u = V_d$ = **251666,885 m³**

Le volume au niveau normal de la retenue :

$V_{NNR} = V_{mort} + V_{utile}$ = **272781,845 m³**

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

E1 = 8,42 %

D'après la régularisation (2ème itération) nous avons:

Vs : Volume excédentaire V_S = **255151,496 m³**

Vd : Volume déficitaire V_d= **252480,651**

m³

$V_s > V_d$

Fonctionnement à un temps.

Le volume utile : $V_u = V_d$ = **252480,651 m³**

Le volume au niveau normal de la retenue :

$V_{NNR} = V_{mort} + V_{utile}$ = **273595,611 m³**

a la 2ème itération on obtient un résultat satisfaisant

E2 = 0,32335039 %

Conclusion

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

Volume utile : V_u = **252480,651 m³**

Volume au niveau normale de la retenue V_{NNR} = **273595,611 m³**

IV.9. Laminage des crues :

IV.9.1 Méthode de KOTCHERINE :

L'amortissement d'une crue qui dépasse le niveau normal de la retenue (N.N.R) dans la retenue nécessite un étalement dans le temps de l'hydrogramme de crue ; par laminage, qui est une réduction du débit de pointe.

Le calcul de laminage de crues permet de réduire les dimensions et le coût de l'ouvrage d'évacuation sans affecter la sécurité globale de l'aménagement .Ce type de calcul optimise la capacité de stockage momentanée de la retenue et le débit progressif des déversements en fonction de l'apport entrant de la crue.

Il existe plusieurs procédés de laminage (SORENSEN, BLACKMORE, KOTCHERIN, POTABOV et autres méthodes graphiques).

Nous retenons la méthode de KOTCHERIN pour calculer les différentes côtes et largeurs de déversoirs et on s'appuiera après sur les méthodes PAS à PAS et HIDENBLAT pour le laminage final (choix de la hauteur déversante et la largeur du déversoir) car l'information qu'elle utilise est facilement accessible, C'est un calcul grapho-analytique qui est basé sur les données suivantes :

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

Ces hypothèses simplifient énormément nos calculs de laminage sans réduire la précision.

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

$$Q = mb\sqrt{2g}H^{3/2}$$

m : coefficient de débit dépend de la forme de déversoir m=0.46.

b : largeur du déversoir en m

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

H_0 : Charge global (charge dynamique) :

$$H_0 = H + \frac{\alpha . V_0^{\,2}}{2g}$$

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

Tableau IV.33. Données nécessaires au laminage.

	Données		
g	9,81	Hnnr (m)	856.5
α	1	Vnnr (m^3)	273.595

2*g	19,62	$Q_{1\%}$ (m^3/s)	21.135
$\sqrt{2.g}$	4,42945	$W_{1\%}$ (m^3)	96708.58
$Q_{1\%}$ (m^3/s)	21.135	m	0,46

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

$$Q_{lam}=Q_{\%}(1-\frac{V_{ch}}{V_{Cr}})$$

$Q_{\%}$: débit maximum de crue en m^3/s

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

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

Vf : Volume forcé avec : Vf = f (Hnnr + Hd) tiré de la courbe capacité- hauteur.

Tableau IV.34. Résultats du laminage par la méthode de KOTCHERINE

hd (m)	Vf+Vnnr (10^4 m3)	Vf (10^4 m3)	Qmax (m3/s)	qd (m3/s)				
				B=4	B=6	B=8	B=10	B=12
0,1	27,8	0,44	20,167	0,269	0,403	0,538	0,672	0,807
0,2	28,32	0,96	19,023	0,761	1,141	1,521	1,902	2,282
0,3	28,9	1,54	17,747	1,397	2,096	2,795	3,494	4,192
0,4	29,5	2,14	16,427	2,151	3,227	4,303	5,379	6,454
0,5	30,1	2,74	15,107	3,007	4,51	6,014	7,517	9,02
0,6	30,7	3,34	13,787	3,953	5,929	7,905	9,881	11,858
0,7	31,3	3,94	12,467	4,981	7,471	9,962	12,452	14,942
0,8	32	4,64	10,927	6,085	9,128	12,171	15,213	18,256

0,9	32,6	5,24	9,607	7,261	10,892	14,523	18,153	21,784
1	33,3	5,94	8,067	8,505	12,757	17,009	21,261	25,514
1,08	33,8	6,44	6,967	9,545	14,318	19,09	23,863	28,636

Ce qui va suivre est la représentation graphique du laminage de la cure de projet suivant la méthode de KOTCHERINE.

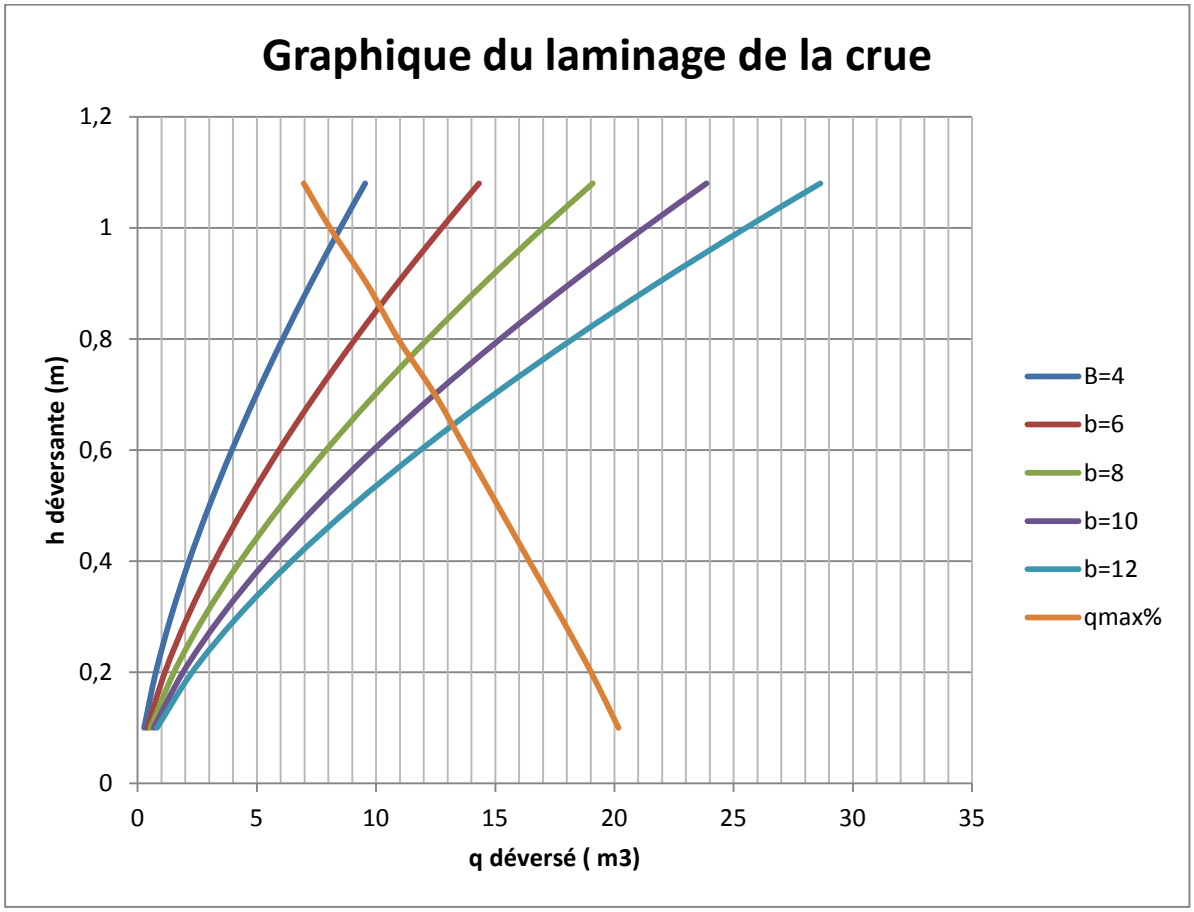


Figure IV.15. Graphique du laminage de la crue par KOTCHERINE.

IV.9.2- Etude d'optimisation :

L'étude d'optimisation vise à déterminer la largeur du déversoir la plus économique possible, et qui permet d'évacuer le volume forcé dans de bonnes conditions, le tableau suivant donne le résultat des calculs du coût de l'évacuateur de crue et de la digue pour des largeurs de déversoir différents.

Le calcul détaillé lui se trouve dans les annexes d'hydrologie répertorié sous le nom Annexe IV.4.

Tableau IV.35. Coût de l'ouvrage pour différentes largeurs du déversoir

B (m)	coût évacuateur (DA)	Coût digue (DA)	TOTAL (DA)	Total en M DA

6	11355200	36144379	47499579	47,499579
8	12151000	35351586	47502586	47,502586
10	12934600	34828568	47763168	47,763168
12	13729200	34503920,5	48233120,5	48,2331205

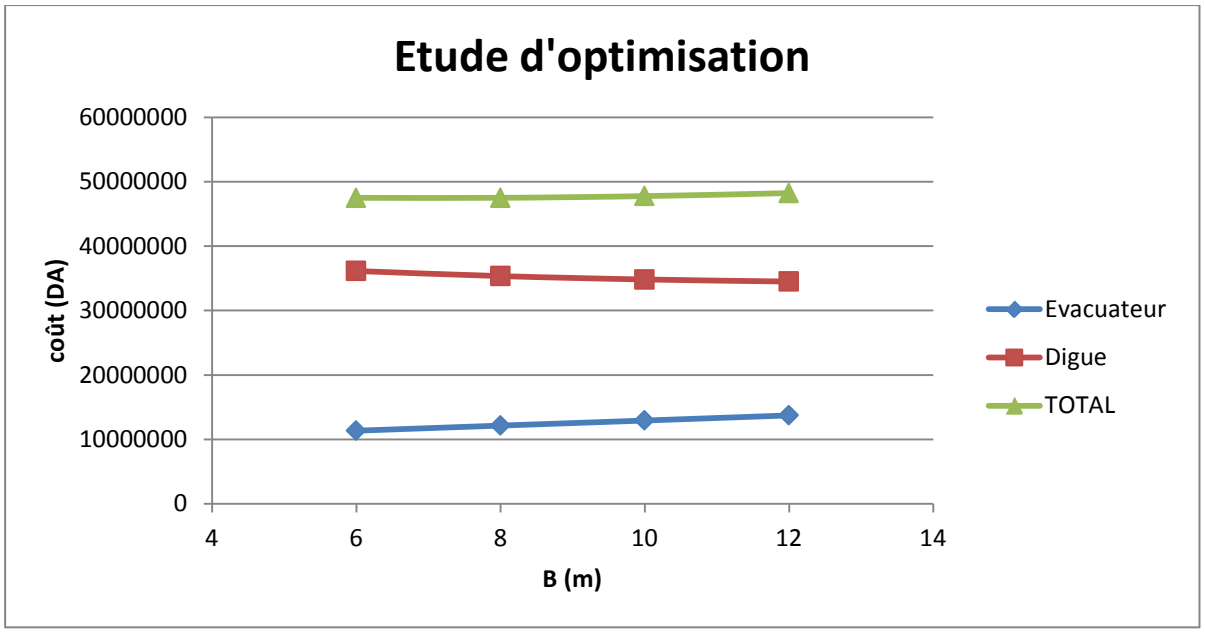


Figure IV.16. Graphique de l'estimation du coût des variantes.

Conclusion :

On constate que la valeur de la largeur déversante qui satisfait le mieux les conditions citées précédemment est B = 6m qui évacue un débit de Qd =10.5 m/s a une hauteur déversante Hd = 0.9m.

IV.9.3. Laminage final

a- Méthode STEP BY STEP:

- Données de base :

- Niveau normal de la retenue (▼NNR).

- Hydrogramme de crue.

- Crue de projet.

- Courbe hauteur- capacité.

2- Principe de la méthode :

Le temps de base est divisé en une série de pas de temps **Δt** à chaque instant **t**, on détermine les paramètres suivant :

- Débit de crue à partir de l'hydrogramme de crue;
- Volume d'eau entrant pendant le temps **Δt** :

$$V_{ent} = \frac{Q_i + Q_{i+1}}{2}\Delta t$$

- La cote du plan d'eau;
- La charge sur le déversoir c'est la différence des côtes du plan d'eau à l'instant **t** et le niveau normale de la retenue (NNR).
- **Le débit sortant :** $Q_{sortie} = m \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2}$

Où :

m : Coefficient de débit;

b : Largeur de déversoir;

h : Hauteur d'eau sur le déversoir.

- **Le volume sortant :** $V_{sort} = Q_{sort} . \Delta t$

  Ou :

  Δt : le pas de temps égale à 0.2 Heures.

- **Le volume dans la retenue :** $(V_{Retenue})_i = (V_{Retenue})_{i-1} + (V_{ent})_i - (V_{sort})_i$

Le tableau suivant représente le laminage effectué pour la largeur choisie b=6m :

Tableau IV.36. Laminage suivant la méthode PAS à PAS.

T (Heure)	Qi (m3/s)	Qmoy (m^3/s)	V_{moyen} (m^3)	Vtotal (m)	Cote (m)	Hd (m)	Qs (m^3)	b	Vd (m^3)	$V_{restant}$ (m^3)
0	0	/	/	273595,611	856,3	0	0	6	0	273595,611
0,2	0,483	0,242	174,24	273769,851	856,304	0,004	0,0033	6	2,376	273767,475
0,4	1,93	1,207	869,04	274636,515	856,31	0,01	0,013	6	9,36	274627,155
0,6	4,343	3,137	2258,64	276885,795	856,322	0,022	0,0425	6	30,6	276855,195
0,8	7,722	6,033	4343,76	281198,955	856,39	0,09	0,3516	6	253,152	280945,803
1	12,065	9,894	7123,68	288069,483	856,45	0,15	0,7565	6	544,68	287524,803
1,2	17,375	14,72	10598,4	298123,203	856,54	0,24	1,5311	6	1102,392	297020,811
1,3235	21,135	19,255	13863,6	310884,411	856,8	0,5	4,6042	6	3315,024	307569,387
1,5235	17,529	19,332	13919,04	321488,427	856,95	0,65	6,8244	6	4913,568	316574,859
1,7235	14,359	15,944	11479,68	328054,539	857,05	0,75	8,4584	6	6090,048	321964,491
1,9235	11,596	12,978	9344,16	331308,651	857,092	0,792	9,1788	6	6608,736	324699,915
2,1235	9,212	10,404	7490,88	332190,795	857,1	0,8	9,3182	6	6709,104	325481,691
2,3235	7,183	8,198	5902,56	331384,251	857,098	0,798	9,2833	6	6683,976	324700,275
2,5235	5,471	6,327	4555,44	329255,715	857,08	0,78	8,971	6	6459,12	322796,595
2,7235	4,057	4,764	3430,08	326226,675	857,02	0,72	7,956	6	5728,32	320498,355
2,9235	2,911	3,484	2508,48	323006,835	856,98	0,68	7,3023	6	5257,656	317749,179
3,1235	2,043	2,477	1783,44	319532,619	856,94	0,64	6,6676	6	4800,672	314731,947
3,3235	1,308	1,676	1206,72	315938,667	856,88	0,58	5,7523	6	4141,656	311797,011
3,5235	0,795	1,052	757,44	312554,451	856,85	0,55	5,3118	6	3824,496	308729,955
3,7235	0,438	0,617	444,24	309174,195	856,78	0,48	4,3307	6	3118,104	306056,091
3,9235	0,208	0,323	232,56	306288,651	856,74	0,44	3,8008	6	2736,576	303552,075
4,1235	0,0769	0,142	102,24	303654,315	856,72	0,42	3,5446	6	2552,112	301102,203
4,3235	0,0172	0,047	33,84	301136,043	856,68	0,38	3,0505	6	2196,36	298939,683
4,5235	0,0007	0,009	6,48	298946,163	856,64	0,34	2,5818	6	1858,896	297087,267

4,62875	0	0	0	297087,267	856,62	0,32	2,3573	6	1697,256	295390,011
4,82875	0	0	0	295390,011	856,6	0,3	2,1398	6	1540,656	293849,355
5,02875	0	0	0	293849,355	856,57	0,27	1,827	6	1315,44	292533,915
5,22875	0	0	0	292533,915	856,55	0,25	1,6278	6	1172,016	291361,899
5,42875	0	0	0	291361,899	856,52	0,22	1,3438	6	967,536	290394,363
5,62875	0	0	0	290394,363	856,505	0,205	1,2087	6	870,264	289524,099
5,82875	0	0	0	289524,099	856,5	0,2	1,1648	6	838,656	288685,443
6,02875	0	0	0	288685,443	856,49	0,19	1,0785	6	776,52	287908,923
6,22875	0	0	0	287908,923	856,487	0,187	1,0531	6	758,232	287150,691
6,42875	0	0	0	287150,691	856,475	0,175	0,9534	6	686,448	286464,243
6,62875	0	0	0	286464,243	856,47	0,17	0,9128	6	657,216	285807,027
6,82875	0	0	0	285807,027	856,468	0,168	0,8967	6	645,624	285161,403
7,02875	0	0	0	285161,403	856,451	0,151	0,7641	6	550,152	284611,251
7,22875	0	0	0	284611,251	856,442	0,142	0,6968	6	501,696	284109,555
7,42875	0	0	0	284109,555	856,4345	0,1345	0,6424	6	462,528	283647,027
7,62875	0	0	0	283647,027	856,42	0,12	0,5413	6	389,736	283257,291
7,82875	0	0	0	283257,291	856,424	0,124	0,5686	6	409,392	282847,899
8,02875	0	0	0	282847,899	856,41	0,11	0,4751	6	342,072	282505,827
8,22875	0	0	0	282505,827	856,404	0,104	0,4368	6	314,496	282191,331
8,42875	0	0	0	282191,331	856,403	0,103	0,4305	6	309,96	281881,371
8,62875	0	0	0	281881,371	856,401	0,101	0,418	6	300,96	281580,411
8,82875	0	0	0	281580,411	856,399	0,099	0,4056	6	292,032	281288,379
9,02875	0	0	0	281288,379	856,398	0,098	0,3995	6	287,64	281000,739
9,22875	0	0	0	281000,739	856,397	0,097	0,3934	6	283,248	280717,491
9,42875	0	0	0	280717,491	856,396	0,096	0,3874	6	278,928	280438,563

9,62875	0	0	0	280438,563	856,395	0,095	0,3813	6	274,536	280164,027
9,82875	0	0	0	280164,027	856,382	0,082	0,3058	6	220,176	279943,851
10,02875	0	0	0	279943,851	856,378	0,078	0,2837	6	204,264	279739,587
10,22875	0	0	0	279739,587	856,376	0,076	0,2728	6	196,416	279543,171
10,42875	0	0	0	279543,171	856,374	0,074	0,2621	6	188,712	279354,459
10,62875	0	0	0	279354,459	856,372	0,072	0,2516	6	181,152	279173,307
10,82875	0	0	0	279173,307	856,369	0,069	0,236	6	169,92	279003,387
11,02875	0	0	0	279003,387	856,368	0,068	0,2309	6	166,248	278837,139
11,22875	0	0	0	278837,139	856,3675	0,0675	0,2284	6	164,448	278672,691
11,42875	0	0	0	278672,691	856,367	0,067	0,2258	6	162,576	278510,115
11,62875	0	0	0	278510,115	856,3665	0,0665	0,2233	6	160,776	278349,339
11,82875	0	0	0	278349,339	856,366	0,066	0,2208	6	158,976	278190,363
12,02875	0	0	0	278190,363	856,3655	0,0655	0,2183	6	157,176	278033,187
12,22875	0	0	0	278033,187	856,365	0,065	0,2158	6	155,376	277877,811
12,42875	0	0	0	277877,811	856,3645	0,0645	0,2133	6	153,576	277724,235
12,62875	0	0	0	277724,235	856,364	0,064	0,2108	6	151,776	277572,459
12,82875	0	0	0	277572,459	856,3635	0,0635	0,2084	6	150,048	277422,411
13,02875	0	0	0	277422,411	856,363	0,063	0,2059	6	148,248	277274,163
13,22875	0	0	0	277274,163	856,3625	0,0625	0,2035	6	146,52	277127,643
13,42875	0	0	0	276147,916	856,362	0,062	0,201	6	144,72	276003,196
13,62875	0	0	0	276003,166	856,3615	0,0615	0,1986	6	142,992	275860,174
13,82875	0	0	0	275860,164	856,361	0,061	0,1962	6	141,264	275718,9
14,02875	0	0	0	275718,903	856,3605	0,0605	0,1624	6	139,536	275579,367
14,22875	0	0	0	275279,374	856,36	0,06	0,1214	6	137,808	275141,566

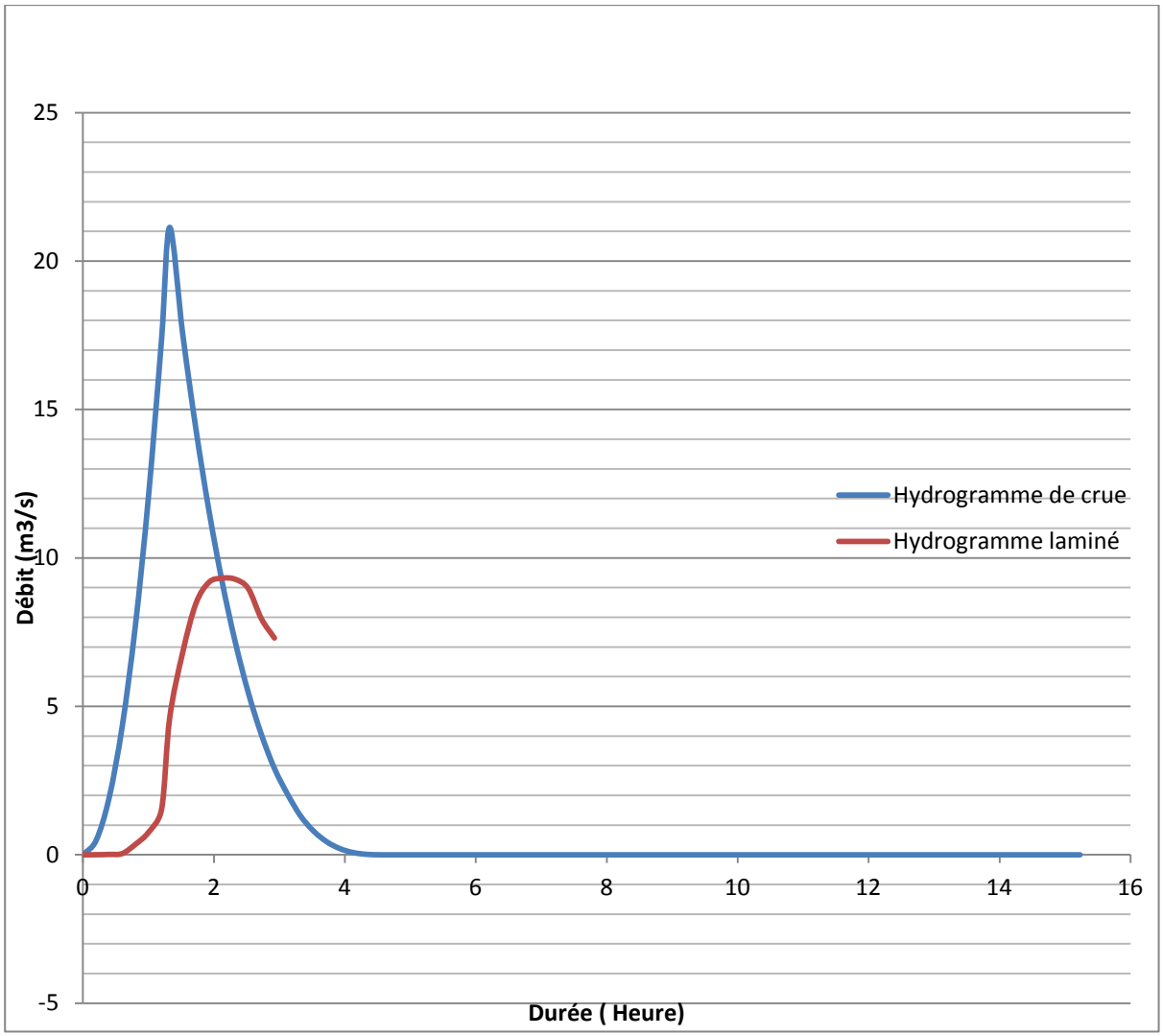


Figure IV.17. Laminage de crue pour une largeur déversante B = 6m.

Remarque:

On note que le calcul du cout de la digue et de l'évacuateur est expliqué dans le chapitre 5.

Conclusion:

En comparant les deux méthodes (KOTCHERINE et PAS A PAS), nous optons pour les résultats suivants: b= 6m ; Hd= 0.9m ; Qd = 10 m^3/s.

Etude des variantes de la digue

Généralités :

Les barrages en terre peuvent être constitués de matériaux de construction de caractéristiques très diverses à la différence des barrages en béton ou même en enrochements dont les matériaux constitutifs restent contenus dans des fourchettes beaucoup plus étroites.

Le terme terre couvre tous une gamme de matériaux allant de l'argile pure très fine à des éléments très grossiers dans certains cas même on utilise des roches altérées facilement compactables tels que les latérites des schistes et grés tendres…etc.

Le choix du type de barrage se fait en fonction des caractéristiques locales en particulier de la nature de sol de fondation et de la forme de la vallée, des problèmes de transport, d'approvisionnement, de l'extraction des matériaux, de construction de leurs zones d'emprunts, ainsi que des conditions économiques.

L'étude géologique et géotechnique est la base fondamentale de cette étude, en effet c'est en fonction de la nature du sol de fondation et des matériaux de construction disponible au voisinage du site du barrage que l'on peut proposer des variantes et en écarter d'autres.

V.1. Le choix du site du barrage :

L'axe du barrage est choisi sur la base de certaines conditions dictées par les critères d'économie, de sécurité, et de facilité d'exécution de l'ouvrage.

En plus de la topographie, la géologie, et l'hydrologie, qui sont toujours prises en considération quant au choix de l'axe. En d'autres termes, le choix de l'axe doit être conditionné par :

- La projection de l'axe doit être dans la mesure du possible perpendiculaire à la trajectoire du cours d'eau.
- La projection de l'axe doit tenir compte de l'implantation des ouvrages annexes de l'aménagement
- L'axe choisi doit donner la longueur la plus courte possible.

Le choix de l'axe de notre retenue est dicté par les contraintes topographique, on recherche habituellement des sites présentant des triplets intéressants suivants :

Surface de bouchures /volume de cuvette /déplacement de population ou d'infrastructures.

V.2. Le choix du type de barrage :

Les principaux paramètres à prendre en considération dans le choix du type de barrage sont

- **La topographie du site:**

La topographie consiste en premier lieu à vérifier si l'axe choisi autorise le remplissage de la retenue en fonction des apports du bassin versant .En second lieu vérifier la possibilité d'implantation du barrage et de ces ouvrages annexes.

- **La morphologie de la vallée :**

La morphologie de la vallée joue un rôle important dans le choix du site et de type de barrage à implanter .Bien entendu, l'emplacement idéal et le plus économique est celui d'un site étroit précédé à l'amont par un élargissement de la vallée .Les vallées larges conviennent mieux à l'aménagement d'un barrage en remblai, un site étroit conviendra mieux à un barrage poids et un autre plus étroit conviendra à une voûte lorsque les fondations permettent.

- **Les conditions géologiques et géotechniques :**

La nature, la résistance, le pendage, la fracturation et la perméabilité des formations rencontrées dans le bassin versant constituent un ensemble de facteurs permettant la détermination du site et du type de barrage à implanter.

-Les fondations rocheuses se prêtent à l'édification de tous les types des barrages.

-Les fondations graveleuses conviennent en général pour les barrages en terre ou en enrochement, mais il faut toujours attribuer des dispositifs d'étanchéité et de drainage afin de contrôler les fuites et les percolations (Risque de Renard), et les tassements différentiels.

-Les fondations argileuses impliquent directement le choix des barrages en terre avec des pentes de talus compatibles avec les caractéristiques mécaniques des formations en place.

- **Les matériaux de construction :**

La disponibilité des matériaux de construction sur le site ou à proximité joue un rôle important (souvent économique) dans le choix du site ainsi que du type de barrage. Le site doit être choisi dans la mesure des autres exigences citées le plus proche possible des zones d'emprunt.

En se basant sur ces exigences on peut déterminer la variante qui convient au site et le type de barrage à implanter.

V.3. Les variantes à choisir :

Pour le cas présent, les conditions topographiques, géotechniques, et géologiques du site et les zones d'empruntes permettent d'envisager un barrage en matériaux locaux (barrage en terre) Il existe trois schémas principaux de structure de barrage en terre :

- barrage en terre homogène.
- barrage zoné à noyau étanche.
- barrage en enrochement.

❖ **Barrage en terre homogène (argile) :**

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

Le drain vertical placé au centre de la digue constitue une solution plus efficace pour intercepter les eaux d'infiltration, le drain est constitué de matériaux grossiers (gravier et sable).

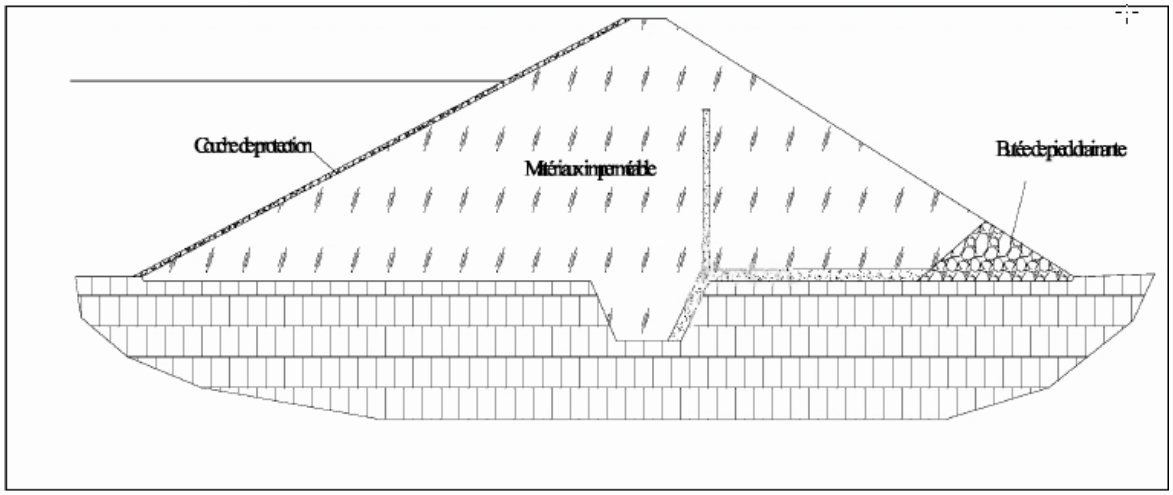


Figure IV.1 : Digue homogène.

❖ **Barrage zoné (noyau centrale) :**

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

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

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

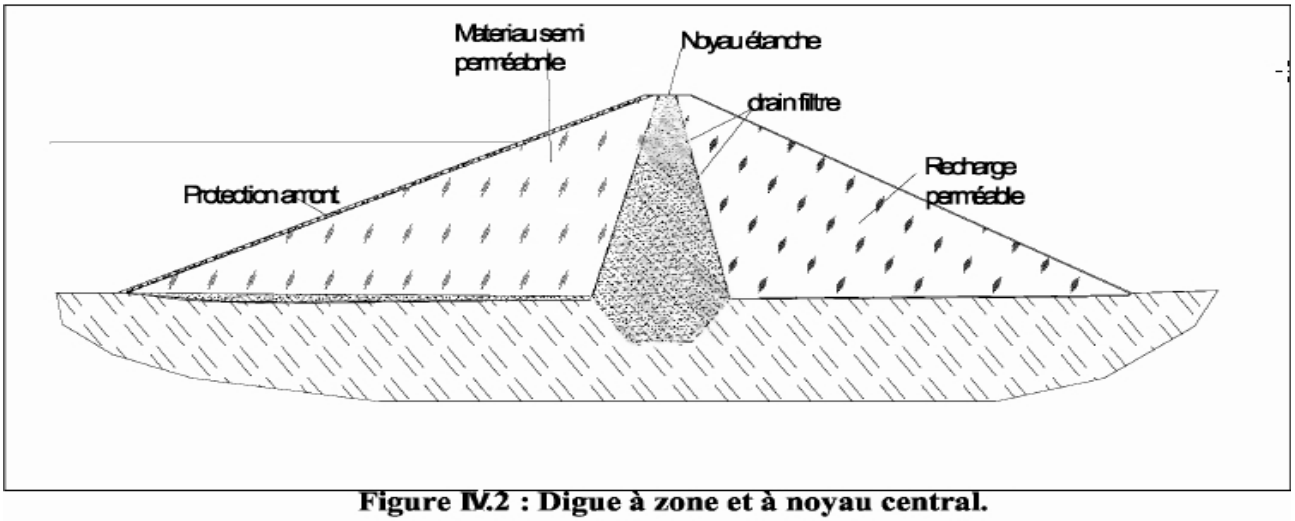


Figure IV.2 : Digue à zone et à noyau central.

❖ **Barrage en enrochement avec masque en béton :**

La réalisation d'un noyau étanche peut présenter des difficultés telles que manque de matériaux convenable, difficulté de mise en œuvre,….

Le masque en béton est une paroi étanche plaqué sur le talus amont du barrage.

Le masque en béton présente l'avantage de pouvoir être réparé aisément, il est par contre plus exposé à l'agression extérieure mécanique, thermique…etc.

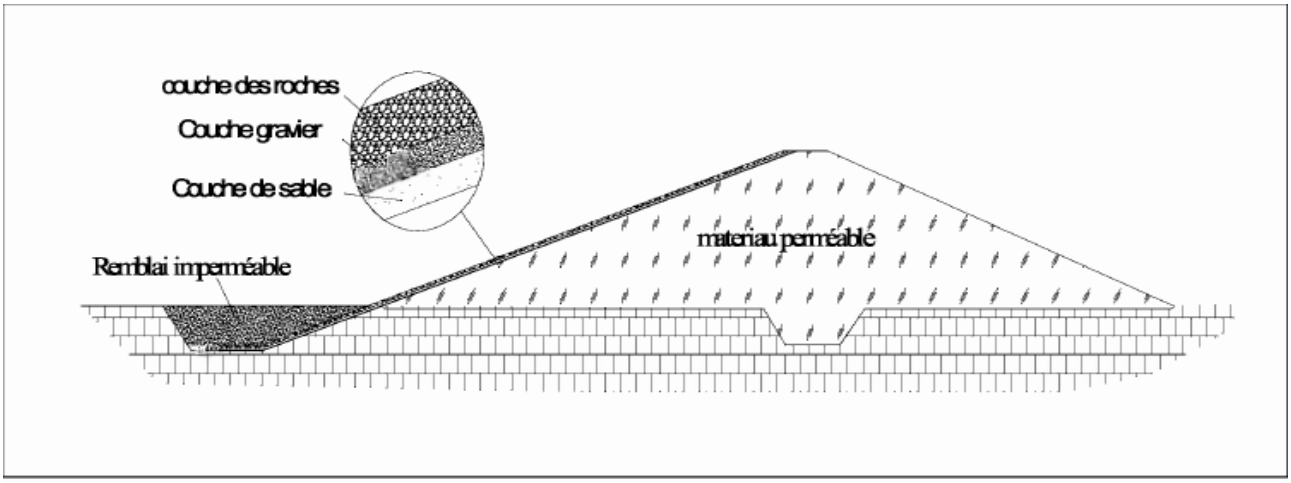


Figure IV.3 : Digue à masque amont.

V.4. Définition de profil général du barrage :

V.4.1. Hauteur de barrage :

V.4.1.1. Calcul de la revanche :

Plusieurs formulas sont utilisées pour le calcul de la revanche :

a- Formule de STEVENSON GAILLARD :

$$R = 0{,}75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \quad .$$

Avec : $H = 0{,}75 + 0{,}34 \cdot \sqrt{F} - 0{,}26 \cdot \sqrt[4]{F}$.

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

F : largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et direction du barrage appelée Fètch et doit inférieure à 18 kilomètre.

Et V= 1.50 + 2 . Hv

b- Formule de MALLET et PAQUANT :

$$R = 0.75 \cdot Hv + \frac{v^2}{2g}.$$

Avec $Hv = 0.5 + 0.33 \cdot \sqrt{F}$.

V= 1.50 + 2. Hv

c- Formule Simplifiée :

$$R = 1 + 0{,}3 \cdot \sqrt{F}$$

Tableau V.1 calcul de la revanche.

Revanche	F (km)	H (m)	V (m/s)	R (m)
STEVENSON GAILLARD	0,435	0,74	2,98	1,208
MALLET et PAQUANT	0,435	0,72	2,94	1,181
Formule simplifiée	0,435	/	/	0,94

Conclusion :

On prend une valeur majorée pour écarter tout risque :

R = 1.6 m

V.4.2. Largeur en crête :

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

1- Formule de KNAPEN : $b_{cr} = 1.65 \cdot \sqrt{H_b}$.

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

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

4- Formule pratique : $b_{cr} = \frac{5}{3}\sqrt{H_b}$

Avec : H_b : Hauteur du barrage [m];

Pour une charge moyenne de 0.9 m on a :

H_b= NNR – C_f+ $h_{dév}$+ R + t = 859 – 845.5 + 0.9 + 1.6 + 0,50 = 14m

On admet une valeur de t =0,5 mètre pour le tassement du barrage, le tableau V.2 nous donne les résultats du calcul.

Tableau V.2 récapitulatif du calcul de la largeur de crête du barrage.

Formules	H_b (m)	b_{cr} (m)
KNAPEN	14	6,173
F-PREECE	14	5,115
ANONYME	14	5,588
Formule Pratique	14	6,236

On choisit donc de prendre **b_{cr} = 6m**

V.4.3. La longueur en crête :

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

L = 307.51 m

V.4.4.pentes des talus :

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

Pour les massifs, on donne des pentes qui paraissent optimales.

Tableau V.3. Valeurs indicatives des pentes des talus.

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

10<H<20	- Homogène granulométrie étendue - Homogène à fort % d'argile - A zones	2,5 3 3	2,5 2,5 3
H ≥20	- Homogène granulométrie étendue - A zones	3 3	2,5 3

Suivant l'étude géologique et géotechnique, et en tenant compte de la hauteur du barrage, on prends les valeurs suivantes :

- $\mathbf{m_1}$: fruit de talus amont = **3**
- $\mathbf{m_2}$: fruit de talus aval = **2.5**

V.4.5. Les bermes :

A) Talus amont :

Une berme est projetée au niveau du parement amont, afin de permettre d'effectuer les contrôles, les réparations et augmenter la stabilité des talus, donc nous aurons une berme de largeur 4m.

B) Talus aval :

les bermes au talus aval sert a l'évacuation des eaux de ruissellement au talus aval .Cette berme est disposée à la cote 855 m NGA avec une largeur de 3m.

- **Dispositif de protection contre les effets de l'eau et description générale des variantes de Protection des talus :**

Les talus d'un barrage sont sensibles à l'érosion due au ruissellement des eaux des pluies, aux renards provoqués par le ressuyage des eaux de saturation

du barrage, en ce qui concerne le parement amont à l'attaque des vagues, il y a donc en général de prévoir une protection des talus.

1) le talus aval : sera protégé contre l'érosion par un enherbement qui doit être réalisé immédiatement après l'achèvement des travaux de terrassement, en ayant soins de recouvrir le parement d'une couche de terre végétale de 10 à 30cm.

2) le talus amont : sera protégé par un parement en rip–rap d'enrochement en fonction de la hauteur des vagues $\mathbf{h_v}$ et leur vitesse de propagation **V** par la formule suivante :

$$\mathbf{e = C \cdot V^2}$$

Où :

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

V : Vitesse de propagation des vagues en [m/s];

C : Coefficient dont la valeur est en fonction de la pente du talus et du poids spécifique θ du matériau d'enrochement.

La valeur de C est donnée par le tableau suivant.

Tableau V.4 Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et du poids.

Pente du talus	Valeur de C pour différents poids spécifique		
	θ =2,50	θ =2,65	θ =2,80
1/4	0,027	0,024	0,022
1/3	0,028	0,025	0,023
1/2	0,031	0,028	0,026
1/1,5	0,036	0,032	0,030
1/1	0,047	0,041	0,038

Nous obtenons une épaisseur d'enrochement e=0,23m, mais pour plus de sécurité nous prenons une épaisseur égale à 0,30m.

V.4.6 Organes d'étanchéité :

1. La clé d'ancrage

La profondeur de la clé d'encrage est exécutée jusqu'à 3 mètre.

On détermine les dimensions du dispositif de l'ancrage par le calcul, et on les corrige d'après les conditions des exécutions des travaux en cas d'utilisation de procédés mécanisés. L'épaisseur de élément (clef d'ancrage) est égale (3-4) m, avec des talus (m_1=m_2=1/1)

2. Les drains

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

- **Dimensionnement Du Drain Tapis :**

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

La longueur du drain tapis est de :

$$\mathbf{L_d = \frac{L_b}{3}}$$

L_b : Longueur transversale du barrage [Lb= 65 m].

Donc :

$$\mathbf{L_p} = 27\text{m}$$

- **Dimensionnement du drain prisme :**

Il permet de :

- Réceptionner et évacuer les eaux infiltrées à travers le corps du barrage et sa fondation.
- Rabattre la ligne phréatique le plus basse possible.
- Réduire les pressions interstitielles dans certaines parties du corps du barrage.

Fruit des talus : m_1=1

Hauteur : H_{dR}= (0.15-0.2) Hb = 0,15*14=2.17 m $\Rightarrow$ on prend H_{dr} = 2m.

Largeur au sommet : b_{dr}= (1/3-1/4) Hd = 0.66m$\Rightarrow$ **b_{dr} = 1m.**

- **Dimensionnement du drain vertical :**

Le drain vertical placé au centre du barrage constitue une solution pour la variante I (digue homogène avec drain vertical).

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

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

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

Ndr=857.4 m NGA

V.5 Etude technico-économique des variantes choisies :

Le coût du barrage est déterminé de la manière suivante :

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

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

Où :

N_{cr} : Côte de la crête du barrage.

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

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

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

b_{cr} : Largeur en crête du barrage.

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

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

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.

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

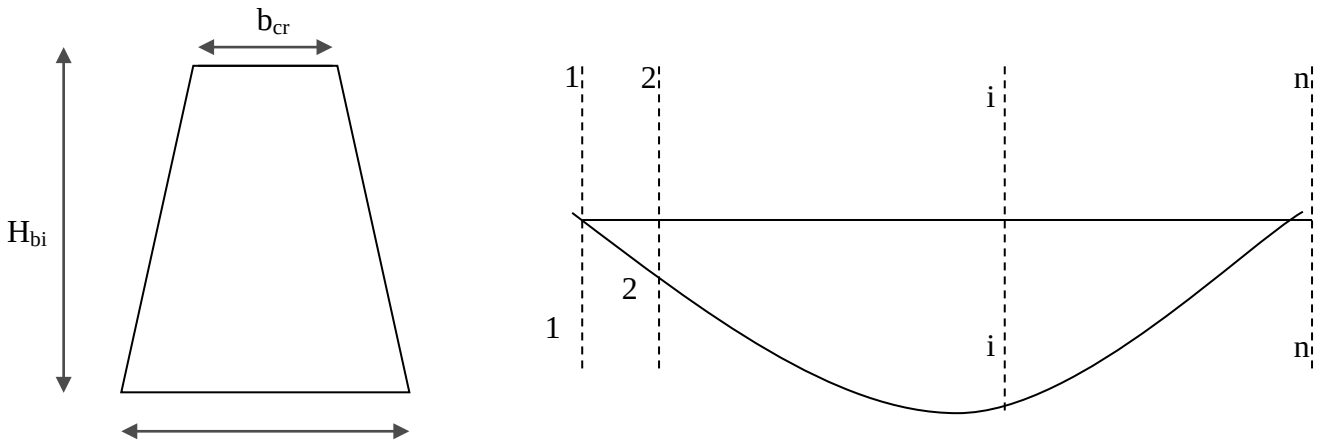
Avec :

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

d : Distance horizontale séparant deux sections successives Si et Si+1

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

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



V.5.1. Barrage Homogène en argile avec drain verticale:

- **Recharges (argile) :**

Tableau V.5. Volume des recharges (argiles)

Tronçon	L_i (m)	H_i (m)	S_i (m^2)	S_{i+1} (m^2)	V_i (m^3)
0	0	0	0	8,75	0
1	10,6	1	8,75	68	406,78
2	18,48	4	68	98,75	1540,77
3	5	5	98,75	276,75	938,75
4	26,53	9	276,75	398,75	8960,51
5	28,68	11	398,75	468	12429,2
6	19,79	12	468	623	10795,45
7	22,82	14	623	468	12448,31
8	6,8	12	468	398,75	2946,95
9	13,65	11	398,75	335	5007,84
10	26,37	10	335	276,75	8065,92
11	14,87	9	276,75	224	3723,08
12	13,15	8	224	98,75	2122,08
13	28,56	5	98,75	68	2381,19
14	7,68	4	68	23	349,44
15	15	2	23	0	172,5
16	17,4	0	0	0	0

V digue (m^3)
72288,77

Protection en Rip-Rap :

Tronçon	L_i (m)	H_i (m)	S_i (m^2)	S_{i+1} (m^2)
7	22,82	12,7	72,75	1660,16
8	6,8	10,7	61,29	416,77
9	13,65	9,7	55,56	758,39
10	26,37	8,7	49,84	1314,28
11	14,87	7,7	44,11	655,92
12	13,15	6,7	38,38	504,7
13	28,56	3,7	21,19	605,19
14	7,68	2,7	15,47	118,81
15	15	0,7	4,01	60,15
16	17,4	0	0	0

Tableau V.6. Volume du Rip-Rap

V Rip-Rap (m^3)
3446,6

- **Tapis drainant et drain vertical :**

Tableau V.7. Volume des drains.

Tronçon	L_i (m)	H_i (m)	S_i (m^2)	S_{i+1} (m^2)	V_i (m^3)
0	0	0	0	13,76	0
1	10,6	1	13,76	13,76	145,86
2	18,48	4	13,76	13,76	254,28
3	5	5	13,76	13,76	68,8
4	26,53	9	13,76	13,76	365,05
5	28,68	11	13,76	13,76	394,64
6	19,79	12	13,76	13,76	272,31
7	22,82	14	13,76	13,76	314
8	6,8	12	13,76	13,76	93,57
9	13,65	11	13,76	13,76	187,82
10	26,37	10	13,76	13,76	362,85
11	14,87	9	13,76	13,76	204,61
12	13,15	8	13,76	13,76	180,94
13	28,56	5	13,76	13,76	392,99
14	7,68	4	13,76	13,76	105,68
15	15	2	13,76	0	103,2
16	17,4	0	0	0	0

V_{DRAIN} (m^3)
6094,37

- **Filtres (sables et graviers) sous le Rip-Rap :**

Tableau V.8. Volume des filtres.

Tronçon	L_i (m)	H_i (m)	S_i (m^2)	S_{i+1} (m^2)	$V_{i\ GRAVIER}$ (m^3)	$V_{i\ SABLE}$ (m^3)
0	0	0	0	9,17	0	0
1	10,6	1	9,17	9,17	97,2	97,2
2	18,48	4	9,17	9,17	169,46	169,46
3	5	5	9,17	9,17	45,85	45,85
4	26,53	9	9,17	9,17	243,28	243,28
5	28,68	11	9,17	9,17	263	263
6	19,79	12	9,17	9,17	181,47	181,47
7	22,82	14	9,17	9,17	209,26	209,26
8	6,8	12	9,17	9,17	62,36	62,36
9	13,65	11	9,17	9,17	125,17	125,17
10	26,37	10	9,17	9,17	241,81	241,81
11	14,87	9	9,17	9,17	136,36	136,36
12	13,15	8	9,17	9,17	120,59	120,59
13	28,56	5	9,17	9,17	261,9	261,9
14	7,68	4	9,17	9,17	70,43	70,43
15	15	2	9,17	9,17	137,55	137,55
16	17,4	0	9,17	0	79,78	79,78

$V_{GRAVIER}$ (m^3)	V_{SABLE} (m^3)
2445,47	2445,47

V.5.2) Barrage Zoné :

- **Noyau en argile :**

Tableau V.9. Volume du noyau d'argile.

Tronçon	L_i (m)	H_i (m)	S_i (m^2)	S_{i+1} (m^2)	V_i (m^3)
0	0	0	0	0	0
1	10,6	0	0	10,67	56,55
2	18,48	2,7	10,67	16,47	250,77
3	5	3,7	16,47	49,67	165,35
4	26,53	7,7	49,67	72,27	1617,53
5	28,68	9,7	72,27	85,07	2256,26
6	19,79	10,7	85,07	113,67	1966,53
7	22,82	12,7	113,67	85,07	2267,62
8	6,8	10,7	85,07	72,27	534,96
9	13,65	9,7	72,27	60,47	905,95
10	26,37	8,7	60,47	49,67	1452,2
11	14,87	7,7	49,67	39,87	665,73
12	13,15	6,7	39,87	16,47	370,44

13	28,56	3,7	16,47	10,67	387,56
14	7,68	2,7	10,67	2,07	48,92
15	15	0,7	2,07	0	15,53
16	17,4	0	0	0	0
					V_{NOYAU} (m^3) 12961,9

- **Recharge (corps d'appui)**

Tableau V.10. Volume des recharges du corps d'appui.

Tronçon	L_i (m)	H_i (m)	S_i (m^2)	S_{i+1} (m^2)	V_i (m^3)
0	0	0	0	0	0
1	10,6	0	0	36,25	192,13
2	18,48	2,7	36,25	59,85	887,96
3	5	3,7	59,85	209,25	672,75
4	26,53	7,7	209,25	316,95	6980,04
5	28,68	9,7	316,95	379,05	9980,64
6	19,79	10,7	379,05	519,75	8893,63
7	22,82	12,7	519,75	379,05	10255,31
8	6,8	10,7	379,05	316,95	2366,4
9	13,65	9,7	316,95	260,35	3940,07
10	26,37	8,7	260,35	209,25	6191,68
11	14,87	7,7	209,25	163,65	2772,51
12	13,15	6,7	163,65	59,85	1469,51
13	28,56	3,7	59,85	36,25	1372,31
14	7,68	2,7	36,25	5,55	160,51
15	15	0,7	5,55	0	41,63
16	17,4	0	0	0	0
					$V_{RECHARGE}$ (m3) 56177,08

- **Drains et filtre : Transition (sables fin et moyen e = 0.3 m)**

Tableau V.11. Volume des sables.

Tronçon	L_i (m)	H_i (m)	S_i (m^2)	S_{i+1} (m^2)	V_i (m^3)
0	0	0	6	0	9,36
1	10,6	0	2,6	9,36	9,36
2	18,48	2,7	5,3	9,36	9,36
3	5	3,7	6,3	9,36	9,36
4	26,53	7,7	10,3	9,36	9,36
5	28,68	9,7	12,3	9,36	9,36
6	19,79	10,7	13,3	9,36	9,36
7	22,82	12,7	15,3	9,36	9,36
8	6,8	10,7	13,3	9,36	9,36
9	13,65	9,7	12,3	9,36	9,36

10	26,37	8,7	11,3	9,36	9,36
11	14,87	7,7	10,3	9,36	9,36
12	13,15	6,7	9,3	9,36	9,36
13	28,56	3,7	6,3	9,36	9,36
14	7,68	2,7	5,3	9,36	9,36
15	15	0,7	3,3	9,36	0
16	17,4	0	2,6	0	0

V_{SABLES} (m^3)
2344,4928

V.5.3. Barrage à masque amont :

- **Masque en béton :**

Tableau V.12. Volume du béton pour le masque amont.

Tronçon	L_i (m)	H_i (m)	S_i (m^2)	S_{i+1} (m^2)	V_i (m^3)
0	0	0	0	16,34	0
1	10,6	1	16,34	16,34	173,22
2	18,48	4	16,34	16,34	301,99
3	5	5	16,34	16,34	81,71
4	26,53	9	16,34	16,34	433,53
5	28,68	11	16,34	16,34	468,67
6	19,79	12	16,34	16,34	323,39
7	22,82	14	16,34	16,34	372,91
8	6,8	12	16,34	16,34	111,12
9	13,65	11	16,34	16,34	223,06
10	26,37	10	16,34	16,34	430,92
11	14,87	9	16,34	16,34	242,99
12	13,15	8	16,34	16,34	214,89
13	28,56	5	16,34	16,34	466,70
14	7,68	4	16,34	16,34	125,50
15	15	2	16,34	0	122,56
16	17,4	0	0	0	0

V_{BETON} (m^3)
4093,14

- **Recharges en enrochement**
-

Tableau V.13. Volume des recharges.

Tronçon	L_i (m)	H_i (m)	S_i (m^2)	S_{i+1} (m^2)	V_i (m^3)
0	0	0	0	8,63	0
1	10,6	1	8,63	67,7	404,55
2	18,48	4	67,7	98,38	1534,58
3	5	5	98,38	276,08	936,15
4	26,53	9	276,08	397,93	8940,74

5	28,68	11	397,93	467,1	12404,53
6	19,79	12	467,1	621,95	10776,15
7	22,82	14	621,95	467,1	12426,06
8	6,8	12	467,1	397,93	2941,1
9	13,65	11	397,93	334,25	4997,13
10	26,37	10	334,25	276,08	8047,2
11	14,87	9	276,08	223,4	3713,63
12	13,15	8	223,4	98,38	2115,7
13	28,56	5	98,38	67,7	2371,62
14	7,68	4	67,7	22,85	347,71
15	15	2	22,85	0	171,38
16	17,4	0	0	0	0
					$V_{RECHARGES}$ (m^3) 72128,23

Remarque :

- Le principal avantage de la variante en terre homogène est que tous les matériaux nécessaires à sa confection sont disponibles à bon escient à proximité du site du barrage ; cela permet d'une part de réduire significativement les dépenses liées aux engins de transport pour l'acheminement des matériaux, et d'autre part, la proximité de la zone d'emprunt permet de gagner énormément en temps en écourtant le délai de réalisation. On dira que la variante est très économique et pratique.
- L'épaisseur de béton est calculée par la formule suivant :

  $\mathbf{e = 0{,}3 + 0{,}001 \cdot H}$

  H : hauteur de barrage égale 14 m

  A.N : e=0.3+0.001.14.5=0.32m mais on prend **e=0.4m**

V.6) Estimation du coût des variantes :

Le tableau suivant donne les différents coûts des variantes :

Tableau. V.14 : les coûts des variantes étudiées.

variante	Matériaux	Quantité (m^3)	Prix unit (DA)	*Totale (10^6 DA)*
homogène	Recharge (argile)	72288,77	800	***74.93***
	Rip-Rap	3446,6	1200	
	Filters et drains	4890,94	1180	
	drain vertical + tapis	6094,37	1180	
Zoné	Recharge	56177,08	900	***73.82***
	le Noyau	12961,90	900	
	Filters et drain	4890.60	1180	
	Rip –Rap	3446.60	1200	
	Matériaux de transitions	2344,50	1180	
Avec masque	Recharge (enrochement)	72128,23	500	***98.85***
	masque en béton	*4093,14*	*10000*	

Commentaires:

A travers le Tableau récapitulatif (V.14), il apparaît clairement que nous ne pouvons que nous orienter vers la 1 ère variante car elle est la plus économique possible et la plus facile à mettre en place techniquement. mais avant tout rappelons que la 1 ère variante est celle du barrage homogène entièrement constitué d'argiles imperméables dont la zone d'emprunt d'après les normes de construction devra receler en matériaux d'au moins 1,5 à 2 fois le volume du remblai avec des qualités requises pour leur utilisation.

Or d'après l'analyse des résultats des puits de reconnaissance pour les matériaux de construction, et du rapport géologique et géotechnique il ressort que la quantité totale d'argile disponible est d'environ 200 000 m^3 ce qui nous permet de réaliser cet ouvrage.

Conclusion :

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

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

Selon la disponibilité des matériaux pour les recharges de la digue et d'après le tableau récapitulatif qui présente les coûts des différentes variantes, on opte pour une digue en terre homogène avec drain vertical.

Remarque :
Nous déciderons dans les chapitres qui suivront qu'il n'est pas nécessaire de placer des bermes car la stabilité de l'ouvrage sera assurée.

Etude de la variante de la digue choisie

VI.1. Définition du profil général du barrage :

La digue de notre retenue collinaire est en remblai de terre homogène, avec une hauteur totale de 14.5 m.

La largeur en crête est de 6m ; les fruits des talus amont et aval ont successivement une valeur de 3 et 2,5. Le profil type de la digue est représenté par la planche qui accompagne ce document.

VI.1.1 Classification de l'ouvrage :

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

Tableau VI.1 Classe de barrages en terre en fonction du type de fondation.

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

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

VI.1.2 Dimensionnement de la digue (homogène en argile) :

1- Hauteur du barrage :

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

$$Hb = ▼NNR + h_{dév} + R + t$$

On admet une valeur de (t = 0.5 m) pour le tassement du barrage.

Avec :

h_d : la charge déversant

R : la revanche

2- Calcul de la revanche :

Plusieurs formulas sont utilisées pour le calcul de la revanche :

a) Formule de STEVENSON GAILLARD :

$$\mathbf{R = 0{,}75 \cdot H + \frac{v^2}{2g}} \quad .$$

Avec : $\mathbf{H = 0{,}75 + 0{,}34 \cdot \sqrt{F} - 0{,}26 \cdot \sqrt[4]{F}}$.

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

F : largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et direction du barrage appelée Fètch et doit inférieure à 18 kilomètre.

Et V= 1.50 + 2. Hv

b- Formule de MALLET et PAQUANT :

$$R = 0.75 \cdot Hv + \frac{v^2}{2g}.$$

Avec $Hv = 0.5 + 0.33 \cdot \sqrt{F}$.

V= 1.50 + 2. Hv

c- Formule Simplifiée :

$\mathbf{R = 1 + 0{,}3 \cdot \sqrt{F}}$

Tableau VI.2 calcul de la revanche.

Revanche	F (km)	H (m)	V (m/s)	R (m)
STEVENSON GAILLARD	0,435	0,74	2,98	1,008
MALLET et PAQUANT	0,435	0,72	2,94	0,981
Formule simplifiée	0,435	/	/	0,64

Conclusion :

On prend une valeur majorée pour écarter tout risque :

R = 1.6 m

3- Largeur en crête :

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

- Formule de KNAPEN : $b_{cr} = 1.65 \cdot \sqrt{H_b}$.

- Formule de F-PREECE : $b_{cr} = \left(1{,}1 \cdot \sqrt{H_b}\right) + 1$

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

- Formule pratique : $b_{cr} = \frac{5}{3}\sqrt{H_b}$

Avec : H_b : Hauteur du barrage [m];

Pour une charge moyenne de 0.9 m on a :

H_b= NNR – C_f+ $h_{dév}$+ R + t = 859 – 845.5 + 0.9 + 1.3 + 0,50 = 14m

On admet une valeur de t =0,5 mètre pour le tassement du barrage ; le tableau VI.2 nous donne les résultats du calcul.

Tableau VI.3 récapitulatif du calcul de la largeur de crête du barrage.

Formules	H_b (m)	b_{cr} (m)
KNAPEN	14	6,17
F-PREECE	14	2,26
ANONYME	14	5,58
Formule Pratique	14	6,23

On choisit donc de prendre la moyenne qui est **b_{cr} = 5m**

4- La longueur en crête :

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

L = 307.51 m

5- pentes des talus :

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

Pour les massifs, on donne des pentes qui paraissent optimales.

Tableau VI.4. Valeurs indicatives des pentes des talus.

Hauteur du barrage (m)	Type du barrage	Fruit des talus	
		Amont	Aval
H<5	- Homogène	2,5	2

	- A zones	2	2
5<H<10	- Homogène granulométrie étendue - Homogène à fort % d'argile - A zones	2 2,5 2	2 2,5 2,5
10<H<20	- Homogène granulométrie étendue - Homogène à fort % d'argile - A zones	2,5 3 3	2,5 2,5 3
H ≥20	- Homogène granulométrie étendue - A zones	3 3	2,5 3

Suivant l'étude géologique et géotechnique, et en tenant compte de la hauteur du barrage, on prend les valeurs suivantes :

- m_1 : fruit de talus amont = **3**
- m_2 : fruit de talus aval = **2.5**

VI.2 Dispositif de protection contre les effets de l'eau et description générale des variantes de Protection des talus

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

- **1) le talus aval :** sera protégé contre l'érosion par un enherbement qui doit être réalisé immédiatement après l'achèvement des travaux de terrassement, en ayant soin de recouvrir le parement d'une couche de terre végétale de 10 à 30cm.
- **2) le talus amont :** sera protégé par un parement en rip–rap d'enrochement en fonction de la hauteur des vagues $\mathbf{h_v}$ et leur vitesse de propagation **V** par la formule suivante :

- $e = C \cdot V^2$

Où :

- e : Epaisseur de l'enrochement en [m];
- V : Vitesse de propagation des vagues en [m/s];
- C : Coefficient dont la valeur est en fonction de la pente du talus et du poids spécifique θ du matériau d'enrochement.
- La valeur de C est donnée par le tableau suivant.

Tableau VI.5 Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et du poids.

Pente du talus	Valeur de C pour différents poids spécifique		
	θ =2,50	θ =2,65	θ =2,80
1/4	0,027	0,024	0,022
1/3	0,028	0,025	0,023
1/2	0,031	0,028	0,026
1/1,5	0,036	0,032	0,030
1/1	0,047	0,041	0,038

- Nous obtenons une épaisseur d'enrochement e=0,23m, mais pour plus de sécurité nous prenons une épaisseur égale à 0,30m.

VI.3 Organes d'étanchéité :

VI.3.1 La clé d'ancrage :

La profondeur de la clé d'ancrage est exécutée jusqu'à 6 mètre

On détermine les dimensions du dispositif de l'ancrage par le calcul, et on les corrige d'après les conditions des exécutions des travaux en cas d'utilisation de procédés mécanisés. L'épaisseur de l'élément (clef d'ancrage) est égale (3-4) m, prend les talus ($m_1=m_2=1/1$)

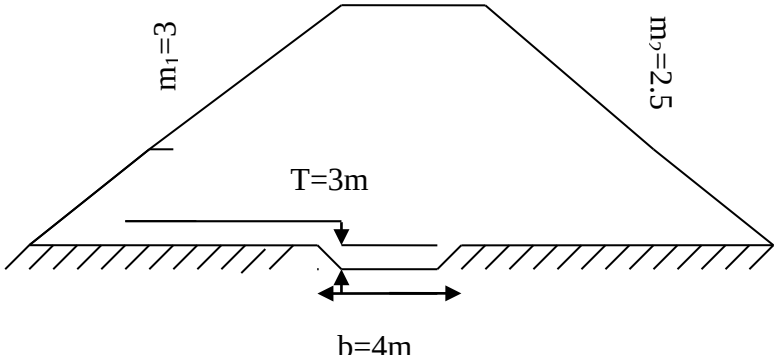


Figure VI.1. Clé d'encrage du barrage

V I.3.2) Le dispositif de drainage du remblai :

L'expérience montre que, même dans les petits barrages, l'absence de drainage engendre couramment des désordres lorsque la ligne de saturation, parfois au bout de plusieurs années de service (remblais très imperméables), finit par recouper le talus aval.

Pour contrôler les infiltrations à travers le remblai, il est nécessaire de mettre en place un dispositif drainant et filtrant.

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

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

- **VI.3.2.1 Le drain vertical :**

Le drain vertical ou drain cheminée est une alternative intéressante au tapis drainant puisqu'elle permet d'éviter le dysfonctionnement potentiel du drainage consécutif à l'anisotrope de perméabilité ; l'épaisseur à retenir pour un tel drain est de 0.6 m comme valeur minimale ; l'implantation idéal se situe, un peu en aval de l'axe du remblai (afin de bénéficier au maximum de d'étanchéité apportée par le remblai amont.

Le sommet du drain est arasé au niveau normal de la retenue (NNR) ou à plus de quelques centimètres (0.1-0.5) m ; pour la sécurité il n'est pas nécessaire de le prolonger jusqu'au niveau des plus hautes eaux (NPHE).

Dimensionnement du drain vertical :

➢ **Hauteur du drain** : H_{dr}= 11.3 + 0.9 = 13.2 m

H_{dr}=12.2 m

$\Rightarrow$ **C_{dr}= 857.2 m (NGA).**

➢ **Epaisseur du drain** : d'après le tableau

Tableau (VI.6) : épaisseur minimale de drain (Gérard DEGOUTTE ,1997)

$H^2\sqrt{V}$	<30	30 à 100	100 à 300	300 à 700	700 à 1500
Epaisseur (m)	0.50	0.80	1.00	1.20	1.50

H : hauteur du barrage en (m).

V : volume de la retenue en (Hm^3).

Notre barrage a H=14m, et V=0.273 Hm^3 donc $H^2\sqrt{V}$=255.4 (100÷300) **e_{dr} = 2 m** par mesure de sécurité.

- **VI.3.2.2. Le tapis drainant sous le talus aval** :

C'est la solution traditionnellement adoptée pour assurer le drainage d'un remblai homogène ; ce tapis de matériau drainant, d'une épaisseur de 0.5m, s'étend sur (1/4-1/3) de l'emprise du barrage.

On note que l'implantation idéale se situe, un peu en aval de l'axe du remblai (afin de bénéficier au maximum de l'effet d'étanchéité apporté par le remblai amont).

Dimensionnement du tapis drainant :

➢ **Longueur du tapis drainant :**

L_d = (1/3-1/4) L_b

L_d = 1/ 3 L_b

L_d : longueur du drain tapis en (m).

L_b : largeur transversal du barrage (65).

On trouve : **L_d = 27 m.**

➢ **L'épaisseur du tapis :** **e_t=1m**

VI.3.2.3. Le prisme de drainage :

Il permet de :

- Réceptionner et évacuer les eaux infiltrées à travers le corps du barrage et sa fondation.
- Rabattre la ligne phréatique le plus bas possible.
- Réduire les pressions interstitielles dans certaines parties du corps du barrage.

Dimensionnement du prisme de drainage :

Fruit des talus : on prend : m_1=1 et m_2= (1.75-2.5) on prend: m_2=2,5

Hauteur : H_{dR}= (0.15-0.2) Hb = 0,15.14 = 2.3 m $\Rightarrow$ **H_{dr} = 2.1 m.**

On prend **H_{dr}= 2 m** car on a deux autres types de drains

VI.3.3 Calcul des filtres :

a- Règles des filtres :

L'exigence primordiale aux sols des filtres, c'est qu'ils doivent vérifier les conditions de l'absence du renard.

Condition 1:

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0{,}32\sqrt[6]{\eta}.(1+0{,}05\eta)\frac{n}{1-n}$$

D'où

- η : Coefficient d'hétérogénéité du sol du filtre, $\eta = D_{60}/D_{10}$;
- n : Porosité du sol en fonction d'unité $n = n_o - 0{,}1 \mathrm{Log}\ \eta$;
- n_o= 0,4 pour les sols caillouteux ;
- n_o= 0,45 pour les sols argileux.

Condition 2 :

Condition de (TERZAGI ,1922) (CIGB ,1994):

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

- D_{15} : Diamètre de filtre ;
- d_{15} : Diamètre du sol à protéger.

b- Détermination de la courbe granulométrique des Filtres :

Selon les critères :

$$12 < \frac{D_{15}}{d_{15}} < 40$$

$$12 < \frac{D_{50}}{d_{50}} < 58$$

On trace les limites des couches de filtres avec :

- D_{15},D_{50} : Diamètre de filtre.
- $d_{15,\ d50}$: Diamètre du sol à protéger.

Granularité de sol protégé :

d_{15} = 0,003 mm ;

d_{50} = 0.02mm;

d_{85} = 0.1mm.

- La première couche de filtre est entre des terres du corps du barrage et la première couche de drain a les limites suivantes :

- 0,036 mm < D_{15} < 0.12 mm ;
- 0.24 mm <D_{50}< 1.16 mm.

La courbe granulométrique moyenne est :

D_{15} = 0.078 mm ;

D_{50} = 0.7 mm.

La deuxième couche des filtres est déterminée en fonction de la courbe moyenne de la première couche :

0.936mm< D_{15}< 3.12 mm

8.4 mm < D_{50}< 40.6 mm.

D'où, la courbe granulométrique moyenne de deuxième couche du filtre a les dimensions suivantes :

D_{15} = 2.028mm.

D_{50} = 24.5mm.

c- Vérification de l'absence de renard dans le sol des filtres :

- **Filtre n°01 :**

- **Condition 1 :**

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0{,}32\sqrt[6]{\eta}(1+0{,}05\eta)\frac{n}{1-n}.$$

D'après la courbe granulométrique du sable :

D_5 = 0,04mm ; D_{10}=0,05mm ; D_{15}=0,078mm;

D_{17}=0,06mm ; D_{50}=0.7mm; D_{85}=6mm ; D_{60}=1.1mm.

- $\eta = D_{60}/D_{10}$ = 22 Coefficient d'hétérogénéité ;
- n_o= 0,4 d'où n=0,30 ;
- D_5/D_{17}=0.66 > 0,48

o La condition est vérifiée, donc pas de phénomène de renard dans le sol.

- **Condition 2:** (zone de transition)

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0,078}{6} = 0,013 < 4$$

La condition est vérifiée, donc pas de zone de transition.

➢ **Filtre n°02 :**

- **Condition 1:**

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32\sqrt[6]{\eta}(1 + 0,05\eta)\frac{n}{1-n}$$

D_5/D_{17}=0.67>0,6 : pour n=0,31 ; η=28.

La condition de la non-existence du phénomène de renard est vérifiée.

- **Condition 2 :** (zone de transition)

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{2.028}{160} = 0.0125 < 4$$

La condition est vérifiée.

Conclusion:

On prévoit:

- Une première couche de filtre en sable d'épaisseur =20 cm.
- La deuxième couche est en gravier d'épaisseur =20cm.
- L'enrochement d'épaisseur = 30 cm.

d- Vérification de la nécessité de construire un filtre entre la digue et le drain :

✓ **Condition de perméabilité:** $\frac{D_{15}}{d_{15}} > 5$

D_{15} : diamètre correspondant à 15% du drain.

d_{15} : diamètre correspondant à 15%de l'argile.

D_{15} = 0.078 mm

d_{15}=0.003mm.

$$\frac{D15}{d15} = \frac{0.078}{0.003} = 26 > 5$$

Donc, la condition de perméabilité est vérifiée.

- ✓ **Condition de non entraînement des particules fines** :

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 5$$

D_{15} : diamètre correspondant à 15% du drain.

d_{15} : diamètre correspondant à 85%de l'argile.

D_{15}=0.078mm, d_{85}=0.1

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0.078}{0.1} = 0.078 < 5$$

La condition est vérifiée donc, la construction d'un filtre n'est pas nécessaire.

En assemblant les deux conditions on aura :

$5.d_{85} > D_{15} > 5.d_{15}$ Donc elle est vérifiée.

VI.4) Protection de la Crète :

La crête doit être constituée de matériaux insensibles à l'eau, et à la circulation des véhicules. La couche de protection doit être méthodiquement compactée (une couche de graviers argileuse compactée). Pour le barrage homogène, on s'attachera à prévoir une épaisseur de recouvrement suffisante des matériaux de la couche de crête.

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

VI.5. Calcul d'infiltration à travers la digue et la fondation :

La filtration d'eau à travers le corps du barrage en terre et sous ses ouvrages est crée par la charge d'eau au bief amont. Elle à pour conséquence la perte d'eau et les problèmes d'instabilité (Renards).

Les statistiques montrent que plus de 50% des avaries de barrages sont provoquées par la déformation de filtration, c'est pourquoi il faut toujours exécuter un calcul de filtration, donc établir la position de la ligne phréatique dans le massif du barrage, déterminer le

gradient de filtration, les vitesses de filtration et les débits de filtration à travers de l'ouvrage et le sol de fondation.

VI.5.1 Tracé de la ligne de saturation :

Il existe plusieurs méthodes de calcul de filtration à travers des barrages en terres : les méthodes expérimentales, hydromécaniques et les méthodes hydrauliques.

Pour le tracé de la ligne de saturation on utilise la méthode grapho-analytique de KOZENY.

- **Admissions dans les calculs de filtrations hydrauliques des barrages en terres :**

1/- On admet la filtration dans un seul plan.

2/- On prend les composantes des vitesses qui ont la direction perpendiculaire à ce plan comme nulles.

3/-On suppose que le sol du massif du barrage soit homogène, isotrope, et que la couche imperméable ai un coefficient de filtration nul.

4/- La position de la ligne phréatique ne dépend pas de la qualité du sol des barrages en terre homogène, mais elle est seulement déterminée par les dimensions de la section transversale du barrage.

- KOZENY a montré que la ligne de saturation peut être assimilée dans sa partie médiane à une parabole d'axe horizontal, dont le foyer « o » est situé au pied du parement aval du barrage (fin du drain).

L'équation de la parabole s'écrit:

$$y^2 - y_o^2 - 2xy_o = 0$$

avec : $y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d$

d : largeur de base du massif.

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

La ligne phréatique coupe le talus aval en un point « C_o » à une distance « a » du foyer « o » et une distance « a + Δa » du point d'intersection « C » de la parabole de KOZNEY avec le talus aval.

D'après Casagrande « a » ne dépend que de la distance focale de la parabole de base et de l'ongle θ du talus aval. Il a dressé la courbe de variation de C : telle que :

$C = \dfrac{\Delta a}{a + \Delta a}$ en fonction de θ , d'où on peut déterminer « C_o »

Pour avoir la ligne de saturation, il suffit de relier la parabole de base au point « C_o » et « b » par une courbe normale au parement amont en « b » et tangente à la parabole.

b : le point d'intersection du talus amont avec le plan d'eau.

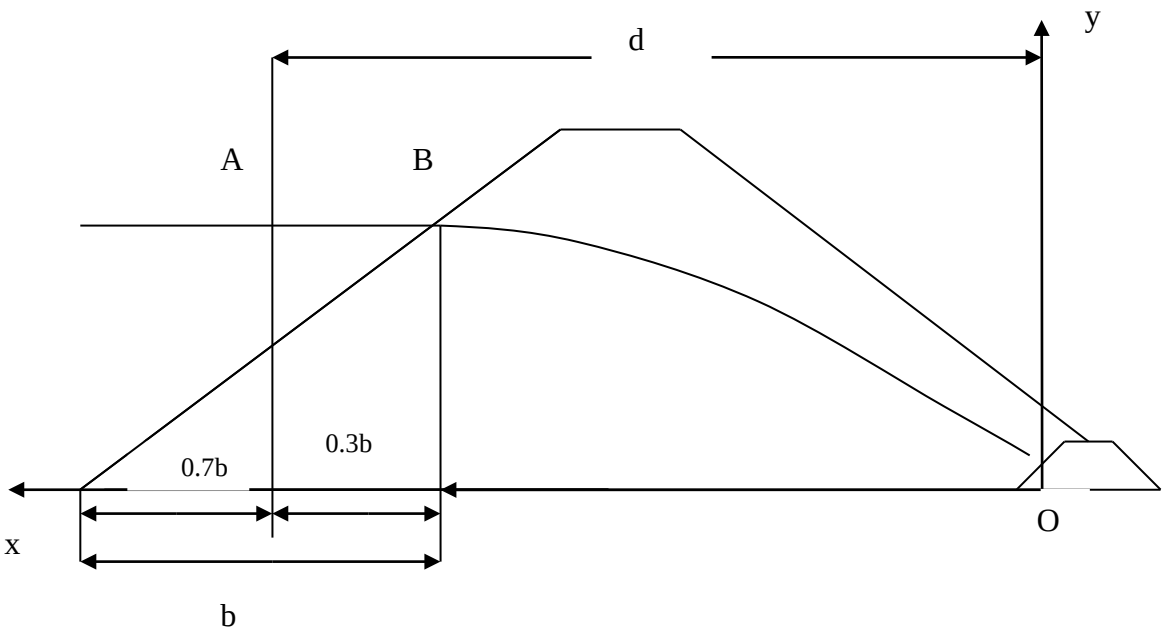


Figure (VI.2) : calcul les infiltrations qui travers le corps de la digue.

On a :

d = 43m et h=12.4m

$y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d$ Donc : y_0 = 2.702m

L'équation de la parabole s'écrit :

$2xy_o = y^2 - y_o^2$ donc : $2xy_o = y^2 - (1.1)^2$

D'où : $\boxed{y^2 = 5.2\,x + 6.8}$

Les coordonnées de la parabole sont données dans le tableau (VI.6).

Tableau VI.6 : Les coordonnées de la parabole de KOZNEY.

X (m)	0	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24	26
Y (m)	2,702	4,164	5,231	6,115	6,887	7,58	8,216	8,805	9,357	9,879	10,374	10,847	11,3	11,735

Le point d'intersection de la parabole avec la face aval du noyau « c » est déterminé par l'équation : $a + \Delta a = \frac{y_0}{1 - \cos\alpha}$

a : la distance « oc ».

Δa : la distance « C_1C ».

α : angle de face aval du drain avec l'horizontale.

A partir de l'abaque de Casagrande (Annexe), on détermine $\frac{\Delta a}{a+\Delta a}$

On a : $\alpha = 90°$ d'où : $\frac{\Delta a}{a+\Delta a} = 0.25$ et : $a+\Delta a = \frac{2.7}{1-0} = 2.7m.$

De l'équation (2) on aura

a=2.04 m

Δa=0.6825m

Connaissant « a » et « Δa », on peut tracer le profil de la ligne de saturation.

Remarque :

On a choisit, pour le calcul de la ligne de saturation, de considérer qu'il n'y a pas de tapis drain ni de drains vertical dans notre barrage, ce qui nous poussera à étudier le cas le plus défavorable pour la stabilité des talus.

VI.5.3.Calcul du débit d'infiltration (débit de fuite) :

C'est la nature du matériau (Argile) qui conditionne l'écoulement à travers le corps du barrage.

On peut appliquer à celui ci les règles de l'écoulement à travers une digue homogène, Le débit de fuite est donné par :

q_n=K.I.A

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

I : gradient hydraulique.

K : Coefficient de perméabilité.

A : section d'infiltration par unité de longueur.

- le gradient hydraulique est déterminé par :

$$I = \frac{dy}{dx}$$

et : A = y.I

Pour une digue homogène assis sur fondation imperméable

$$q_n = Ky\frac{dy}{dx}$$

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

D'où : $q_n = Ky_0$ m^3/s/ml.

Soit: $q_n = 2.8\ 10^{-8} * 2.702 = 7.57\ 10^{-10}$ m^3/s/ml **$q_n = 7.57\ 10^{-10}\ m^3/s/ml.$**

VII.1. généralités sur la stabilité des talus

L'étude de stabilité d'un barrage est fondamentale dans la mesure où elle doit aboutir, pour l'essentiel, à la définition de la géométrie de l'ouvrage (pente des talus en particulier) et des principes de drainage à appliquer.

La stabilité des talus peut être calculée par plusieurs méthodes telles que FELLENIUS (1939) ; TAYLOR (1948), BISHOP (1955) ; MORGENSTERN et RICE (1965) ; SPENCER (1967) ; JANBU (1973) ; SHARMA (1979). (CIGB ,1986). ; 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 fixes et / ou déterminées à priori.

2/- Soit par une série de calculs dit dimensionnement, où l'on fait varier un ou plusieurs paramètres (angle de talus …) jusqu'à obtenir 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 le constituant présente des caractéristiques mécaniques médiocres).

a-1. Glissement en cascade.

a-2 .Glissement, puits 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 :

VII.2) Conséquences de l'instabilité des talus :

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

La vérification de la stabilité des talus tient compte des caractéristiques géotechniques des matériaux de construction et du sol de la fondation.

Le calcul se fait pour trois cas de fonctionnement :

- A la fin de la construction (combinaison quasi permanente).

- Fonctionnement normal (Retenue au NNR) (combinaison quasi permanente).
- Lors d'une vidange rapide (talus amont) (combinaison fréquente).

La vérification des talus de barrage par la méthode grapho-analytique consiste en la détermination du coefficient de stabilité « K », qui est égal au rapport du moment des efforts de stabilité sur le moment des efforts de basculement (forces motrices), par rapport au centre de glissement du terrain qui doit être supérieur ou égal au coefficient admissible « k_{adm} » déterminé d'après le tableau (VI.1).

Tableau VII.1. Coefficient de stabilité admissible des talus.

Combinaison des charges	Coefficient de stabilité admissible des talus des barrages en terres de classe			
Etat des actions	I	II	III	IV
Fondamentales	1.30-1.20	1.20-1.15	1.15-1.10	1.10-1.05
Singulières	1.10-1.05	1.10-1.05	1.05	1.05

(Coefficient de stabilité admissible des talus (V.volkov, 1986)).

VII.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 de 85° par rapport à la ligne du talus.
3. Tracer les arcs des cercles de rayons R_1 et R_2 avec :

   $R_1 = K_1 Hb$.

   $R_2 = K_2 Hb$.

Hb : Hauteur totale du barrage.

(K_1-K_2) : sont déterminés d'après le tableau (VII.9) en fonction des pentes des talus.

Tableau VII.2 : (K_1-K_2) en fonction des pentes des talus (V.volkov, 1986)

Pente de talus	1	2	3	4	5	6
$K_1 = R_1/Hb$	0.75	0.75	1.0	1.5	2.2	3
$K_2 = R_2/Hb$	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 une courbe de rayon « R » qui doit être dans la limite du talus aval, c'est à dire entre l'axe horizontal du barrage et la surface du terrain à coté du talus aval, et on indique le centre de glissement « o »

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

Les efforts agissants sur une partie de glissement sont :

1. Poids de la partie « 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.

VII.4) Calcul des forces appliquées à chaque tranche :

✓ **Force de pesanteur :**

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

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

h_1,h_2,h_3 : hauteurs des tranches.

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

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

γ_3: densité de l'assise.

b : largeur de la tranche.

Pour le cas d'une vidange rapide on utilise la densité déjaugée $\gamma'= (\gamma_{sat}-1)$.

✓ **Forces de pression interstitielles :**

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

P_{plain} : $Udl=\gamma_w h .dl$

U : pression interstitielle.

dl : longueur en arc de la tranche.

γ_w: poids volumique de l'eau δw=1KN/m3.

h : hauteur de la tranche.

- ✓ **Forces de cohésion :**

F c = c .dl

C: Cohésion du sol. (Matériau).

- ✓ **Forces dues au séisme :**

T = a Gn

A : Coefficient de séisme.

G_n : Poids de la tranche.

VII.5) Classement des forces :

On peut classer toutes ces forces comme suit :

1. **Les forces stabilisatrices :**

Force de frottement :

$$F_1 = Nn \operatorname{tg} \varphi - U\, dl \operatorname{tg}\varphi$$

φ : Angle de frottement.

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

Force de cohésion :

$$Fc = c\, dl \quad \text{Avec :} \quad dl = \frac{2\pi RB_i}{360}$$

R : rayon de la courbe de glissement.

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

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

$$Ms = [\ (Nn - U\, dl) \operatorname{tg}\varphi + c\, dl\ ]\ R$$

2. **Les forces motrices:**

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

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

$$M = R \sum_{i=1}^{n} Tn$$

VII.6) Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement :

1. **calcul de Ks : (coefficient de sécurité) :**

Le coefficient de sécurité a un rôle double :

1. il prend en compte certaines incertitudes : les paramètres de résistance au cisaillement, les pressions interstitielles, le poids du sol et la géométrie du barrage.

2. il limite indirectement les déformations (CIGB ,1986).

Le coefficient « Ks » est le rapport du moment des forces stabilisatrices sur les forces motrices par rapport au centre de glissement donné par :

$$Ks = \frac{\sum\left[(Gn\cos a - Pn)tg\varphi + \sum Cndl\right]}{\sum GnSin\alpha_n + \frac{1}{R}\sum aGndn}$$

* Pour le cos d'un réservoir vide (P=0), on vérifie la stabilité avec et sans l'effet du séisme.

- avec effet de séisme :

$$Ks = \frac{\sum\left[Gn.Cosa\ tg\varphi + \sum Cndl\right]}{\sum GnSin\alpha_n + \frac{1}{R}\sum aGndn}$$

- Sans l'effet de séisme :

$$Ks = \frac{\sum\left[(Gn\cos a)tg\varphi + \sum Cndl\right]}{\sum GnSin\alpha_n}$$

2 . Calcul du K_s pour le cas de vidange rapide :

K_s est calculé seulement pour le talus amont.

Avec effet de séisme :

$$Kas = \frac{\sum GnCos\alpha_n + \sum Cndl}{\sum GnSin\alpha_n + \sum a\frac{Gndn}{R}}$$

Sans effet de séisme :

$$Kss = \frac{\sum GnCos\alpha_n tg\varphi_n + \sum Cndl}{\sum GnSin\alpha_n}$$

Les résultats de calcul de stabilité pour les différents rayons sont donnés par les tableaux qui se trouvent dans les annexes.

Le coefficient K_s calculé doit être supérieur à «Ks_{adm}» ; pour notre cas : barrage de classe IV.

K_{ss} = 1.5

Pour tous les types de fonctionnement.

K_{AS}= 1

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau (VII.3) et (VII.4)

Tableau VII.3 : coefficient de sécurité pour le talus amont.

Rayons (m)	Coefficient de sécurité			
	Fin de construction		Vidange rapide	
	Sans séisme (Kss)	Avec séisme (Kas)	Sans séisme (Kss)	Avec séisme (Kas)
31.3 28.06 31.81	2.145 2.105 2.751	1.221 1.390 1.973	3.673 3.109 3.753	1.835 1.871 2.426

Tableau VII.4: coefficient de sécurité pour le talus aval.

Différents rayons (m)	Fin de construction.		Fonctionnement normal.	
	Sans séisme (Kss)	Avec séisme (Kas)	Sans séisme (Kss)	Avec séisme (Kas)
33 28.83 32.6	2.043 1.889 1.743	1.201 1.317 1.266	2.059 1.913 1.766	1.207 1.330 1.230

D'après les résultats obtenus, la stabilité des talus de la digue est vérifiée pour tous les cas de sollicitation, d'où les fruits des talus amont et aval sont acceptés.

Remarque : le coefficient d'accélération sismique a une valeur de 0.15 m/s^2.

Etude des variantes des ouvrages annexes

Introduction :

Pendant d'élaboration du projet de la retenue formée par un barrage fixe, on doit prévoir l'implantation des ouvrages annexes y convenant ~~à cet ouvrage~~ en tenant compte du type de barrage, de sa fondation, des rives de la vallée, de la topographie du site et autres.
Les ouvrages annexes prévus pour la retenue seront.

- L'ouvrage de vidange de fond.
- L'ouvrage de prise d'eau.
- L'ouvrage de l'évacuateur de crues.
- L'ouvrage de la dérivation provisoire.

Chaque catégorie des ouvrages mentionnés ci-dessus comporte différentes variantes, ayant des avantages et des inconvénients, le but est donc de choisir le type d'ouvrage le plus adéquat (aspect technique et économique) à notre retenue.

VIII.1 Ouvrage de Prise d'eau :

Le but de cet ouvrage est d'assurer le débit de pointe de la demande aval entre le niveau normal de la retenue et le niveau des plus basses eaux, en tenant compte d'un prélèvement d'eau de qualité compatible avec sa destination.

- **Type de prise :**

- **Prise d'eau en charge :**

Elle est représentée par une conduite sous remblai en « âme tôle » ou en acier enrobé de béton .Ce type d'ouvrage très économique, et permettant une prise d'eau avec faible perte de charge donne l'avantage du regroupement des organes de commande au pied aval de la digue. En outre, les inconvénients majeurs sont le niveau unique de prise et la fonction non séparée avec la vidange.

- **Prise d'eau flottante :**

Dans cette variante, les fonctions de prise et de vidange sont séparées, le prélèvement d'eau s'effectuant à une profondeur constante. L'inconvénient de celle-ci est son coût important nécessitant des mécanismes relativement sophistiqués avec un entretien périodique de ses pièces hydromécaniques.

- **Tour de prise :**

Cette variante représente l'avantage du prélèvement à différents niveaux, la séparation des fonctions (prise- vidange), mais d'un point de vue économique, elle est plus coûteuse (tour + passerelle), et présente une sensibilité aux secousses sismiques.

VIII.2. Ouvrage de vidange :

L'ouvrage de vidange est primordial pour un barrage ; il a pour rôle :

- D'assurer la vidange de la retenue en quelques jours en cas d'avarie grave constatée sur les ouvrages (Renards, glissement d'une partie de talus aval …..).
- De faire passer les eaux lors de la montée du remblai (évacuation de la crue de chantier).
- Dérivation des eaux pendant la période de construction.
- Contrôle de la montée du plan d'eau lors du premier remplissage de la retenue.

VIII.2.1 Types de vidange

- **Conduite de vidange en charge :**

L'ouvrage est généralement combiné avec celui de la prise ou de l'évacuateur de crue (tulipe). La conduite de vidange doit être en acier enrobé de béton armé ou une conduite en âme tôle sous le remblai ; son diamètre est fonction du débit à évacuer.

- **Conduites à écoulement libre :**

Deux types de conduites peuvent être employés pour les réaliser :

- Le tuyau cylindrique de gros diamètre en acier.
- La canalisation en béton de type galerie ou ovoïde (plus de 2 m de hauteur).

L'aération de l'écoulement dans ces conduites est nécessaire ; on prévoit donc un reniflard à l'aval immédiat de la vanne amont afin d'éviter les phénomènes de battements ou de vibration sous l'effet de passage en écoulements instables à forts débits.

- **Ouvrages de vidange à batardeau :**

Il peut être judicieux de prévoir la vidange sous forme d'un pertuis dans l'évacuateur de surface (déversoir poids, barrage déversant), comportant un système d'obturation par vanne à glissement ou, plus simplement, par un batardeau. Ce système est rustique ; il est moins soumis aux aléas d'entretien, tel que le blocage des vannes.

VIII.2.2 Choix de la variante :

L'ouvrage de vidange à batardeau est rejeté de point de vue type de barrage (en terre), donc on ne peut retenir que la conduite de vidange.

La conduite avec écoulement à surface libre possède l'inconvénient majeur du coût, (canalisation en béton de type galerie) et les accessoires supplémentaires (Reniflard) nécessitant beaucoup d'entretien.

La conduite en charge est donc plus économique et peut être placée dans la galerie de dérivation sans aucun risque.

La variante de l'ouvrage à retenir est celle d'une **conduite en charge.**

VIII.2.3 dispositions constructives pour la conduite de vidange :

- Il faut d'une part, une protection amont afin d'éviter tout problème dû au transport solide (colmatage) et d'autre part, prévoir un dissipateur d'énergie à l'aval pour éviter les affouillements.
- Prévoir une bonne assise pour la conduite.
- Prévoir le nombre et la position des vannes nécessaires en fonction des types des conduites, de leurs diamètres, de la charge amont du barrage et du volume stocké.
- La surélévation de la conduite de vidange est une solution judicieuse pour éviter l'envasement ainsi que le blocage de la vanne.

Quelques dispositifs minimums de vidange à prendre en compte sont donnés dans le Tableau (VIII.1).

Tableau VIII.1 Type de vidange de fond en fonction de $H^2.\sqrt{v}$

$H^2 \cdot \sqrt{v}$	Type de conduite	Diamètre (mm)	*Nombre de position des vannes*
≤ 30	P V C ou Acier	(160 – 200) 300 en Acier	*Une vanne en aval*
30 à 100	Acier	300 - 400	
100 à 300	Acier ou béton en âme tôle	400 – 600	*Une vanne de garde amont et une vanne aval*
300 à 700		600 – 800	
700 à 1500		800 – 1200	

≥ 1500	*Galerie en béton armé (tuyau posé dans la galerie de visite)*	*Vanne de garde et vanne réglable en aval.*

H : Hauteur du barrage en [m].

V : Volume d'eau stocké en [M m^3].

L'ouvrage de vidange sera constitué de deux vannes, une vanne de garde. (Batardeau) en amont et une autre en aval.

VIII.3) Ouvrage d'évacuateur de crues :

Cet ouvrage a pour rôle d'assurer l'évacuation des crues exceptionnelles survenant à retenue normale pleine, sans qu'il y ait risque de déversement sur la digue et sans créer d'érosion en aval, ce qui peut d'être dommageable pour la digue.

VIII.3.1) Critères de choix de l'évacuateur de crue :

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

1. la sûreté et la sécurité de fonctionnement.
2. les difficultés de réalisation.
3. les exigences topographiques du site.
4. les exigences géologiques du site.
5. la facilité d'entretien.
6. la facilité de modification.
7. le coût de l'ouvrage.

Les évacuateurs de crues se divisent en deux catégories (CGB, 1987) :

a. l'évacuateur de surface.
b. L'évacuateur de fond.

VIII.3.2) Différents types des évacuateurs de crues.

- **Evacuateur de crues en puits (tulipe) :**

Dans ce type d'ouvrage, le déversoir en lui-même est circulaire ou semi-circulaire ; il se prolonge par un puits coudé suivi d'une galerie ou d'une conduite à écoulement à surface libre et d'un dissipateur d'énergie aval.

La loi de débit est similaire à celle des évacuateurs de surfaces linéaires en écoulement dénoyé, mais lorsque l'ouvrage est noyé, il se comporte comme un orifice à veine mouillée.

Ce type d'ouvrage équipera le plus souvent les grands barrages, vu les avantages :

a) Evacuation d'importants débits (80 < Q < 6000) m3/s.

b) Bon fonctionnement avec forte chute pour des grandes charges.

En parallèle, ce type d'évacuateurs présente des inconvénients :

a) Problème de saturation (Débit supérieur à celui de dimensionnement, charriage)

b) Problème de vibration.

c) Nécessité de protections anti vortex (coût et entretien).

d) Dissipation au pied de la digue.

- **Evacuateur de crues latéral à entonnement latéral :**

Ce type d'ouvrage est à écoulement à surface libre ; son critère de choix est purement topographique.

Il a l'avantage principal d'une limitation du volume des fouilles avec une grande largeur déversante.

L'inconvénient majeur est celui de la saturation, puisque la capacité de débit est limitée par la section d'entonnement du coursier.

- **Evacuateur de crues latéral à entonnement frontal :**

Ce type appartient à la catégorie des évacuateurs à écoulement à surface libre. Il présente les avantages :

1) Fonctionnement très sûr, même pour des débits dépassant le débit de la crue de projet.
2) Facilité de réalisation.

Ses inconvénients sont :

1) Le coût peu élevé.
2) La difficulté de modification.

- **Evacuateur de crues en siphon :**

Ce type d'ouvrage est à écoulement en charge ; posé sur le corps du barrage, il présente les avantages suivants :

1) Aucune exigence topographique.
2) Calcul usuel.

Ses inconvénients sont :

1) Amorçage et désamorçage.
2) Entretien indispensable.
3) Débit faible à évacuer.
4) Dispositif sur le corps de la digue.

VIII.3.3) Choix de la variante :

L'évacuateur de crue en tulipe avec une galerie sous la digue peut provoquer des problèmes d'instabilité du remblai à cause des vibrations qui peuvent se produire lors de l'évacuation ; le problème de charriage peut causer la saturation se manifestant facilement en cas de crues exceptionnelles pouvant arracher les arbres du site boisé. La faible charge sur l'entonnement circulaire et l'évacuation au pied de la digue peuvent aussi causer l'érosion régressive ; tous ces problèmes ramènent à rejeter cette variante.

L'évacuateur de crue latéral s'adapte au site du moment que les excavations seront réduites, mais le problème de saturation pour une crue de débit qui peut dépasser celui de la crue de projet rend celle-ci peu fiable.

L'évacuateur de crue latéral à entonnement frontal s'adapte aussi au site, puisque la largeur déversante n'est pas très importante et la topographie permet son ɬ'implantation.

Le bon fonctionnement et la sûreté de celui-ci pour les crues dépassant celles du projet et la facilité de réalisation rend cette variante plus adéquate du côté technique et économique.

L'évacuateur des crues pour la retenue sera donc **latéral à entonnement frontal.**

VIII.4 dimensionnement de la vidange et de la prise d'eau.

VIII.4.1 Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et son diamètre :

Pendant la période d'évacuation par vidange, le volume d'eau évacué est composé du volume utile de la retenue et du volume y entrant durant cette période.

Le débit évacué par la vidange de fond sera :

$$\mathbf{Q_{vf} = \frac{Vu}{T} + Q_r}$$

V_u : volume utile en [m^3].

T : temps de vidange = 15 jours.

Remarque : le temps de vidange a été calculé fluctuations du plan d'eau suivant une méthode se trouvant dans le document de l'ANBT (le calcul se trouve dans l'annexe VIII.1)

Q_r : débit entrant dans la retenue pendant la vidange (Pris égal à débit moyen annuel).

Soit : $$Q_{Vf} = \frac{0.252.10^6}{15.86400} + \frac{0.230.10^6}{31.54.10^6} = 0.205 m^3/s$$

$$\mathbf{Q_{vf} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2g \cdot H}}$$

D'ou:

$$\mathbf{S = \frac{Q_{vf}}{\mu \cdot \sqrt{2g \cdot H}}}$$

$Q_{vf.}$: Débit de la vidange de fond (m3/s).

H : charge disponible entre le niveau normal de la retenue et l'aval en [m].

μ : Coefficient de débit : μ ∈ [0,6 – 0,85].

Soit :

$$S = \frac{0.205}{0.65 * \sqrt{2.9,81.11.3}} = 0.021 m^2$$

Le diamètre de la conduite sera : $$D_{Vf} = \sqrt{\frac{4S}{\Pi}} = \sqrt{\frac{4.0.021}{\Pi}} = 0..164 m$$

On prend un diamètre normalisé ***:*** **D_{vf} = 200 mm**

***Correction du coefficient de débit μ:**

On a :

$$\mathbf{\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_I}}}$$

$\sum \xi_I$: Somme des coefficients des pertes de charges (linéaires et singulières).

- **Coefficients des pertes de charge linéaires:**

$$\mathbf{\xi_{lin} = \frac{\lambda \cdot l}{D}}$$

Avec : $$\mathbf{\lambda = \frac{125 \cdot n^2}{D^{1/3}}}$$

λ : Coefficient de perte de charge.

n : Coefficient de rugosité [n = 0.014 $m^{-1/3}$.s].

D : Diamètre de la conduite [D = 200 mm].

L : longueur de la conduite de vidange en [m] (l = 101.6 m).

Soit:

$\lambda = 0.045$

$\sum \xi_{Lin} = 25.87$

- **Coefficient des pertes de charge singulières:**

Nous avons :

$\xi_{entrée} = 0,5$ $\xi_{sortie} = 1$ $\xi_{vannes} = (0,1 + 0,1) = 0,2$

Soit :

$\sum \xi_S = 1.7$

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1+(25.87+1.7)}} = 0.19$$

Et :

$$S = \frac{0.205}{0.19 * \sqrt{2.9,81.11.3}} = 0..073m^2$$

D'ou :

$$D_{Vf} = \sqrt{\frac{4S}{\Pi}} = \sqrt{\frac{4.0.073}{\Pi}} = 0.306m$$

On prend un diamètre normalisé ***:***

D_{vf} = 400 mm en Acier.

Le débit évacué aura une vitesse de sortie des vannes de :

$$\mathbf{V_S = \frac{Q_{vf}}{S_{con}} = 0.51 m^3/s}$$

VIII.4.2 Dimensionnement de la prise d'eau :

Le diamètre de la conduite de prise d'eau est fonction de la demande aval (consommation maximale).

D'après le Tableau (III.27), le volume maximum demandé est celui du mois de juillet.

V_{max} = 83445.70 m^3.

Soit :

$$Q_{max} = \frac{V_{max}}{T} = \frac{83445.70}{31.86400} = 0.031m^3/s$$

T : Temps de prise (T = 31 jours).

$$\mathbf{Q_{max} = \mu.S.\sqrt{2g.H}}$$

μ : coefficient de débit : μ= 0.6

H : charge correspondante à la prise d'eau la plus basse et l'aval**.**

Soit :

$$S = \frac{Q_{\max}}{0.6.\sqrt{2g.H}} = \frac{0.031}{0.6.\sqrt{19.62.6}} = 0.0047m^2$$

$$D_{Vf} = \sqrt{\frac{4S}{\Pi}} = \sqrt{\frac{4.0.0047}{\Pi}} = 0.078m$$

On prend un diamètre normalisé ***:*** **D = 78 mm**

***Correction du coefficient de débit µ :**

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_I}}$$

Les pertes de charges singulières seront estimées à 15% des pertes de charges linéaires.

Donc : $$\sum \xi = 1.15 \cdot \frac{\lambda \cdot l}{D}$$

Soit : $$\sum \xi = 1.15 * \frac{0.045.101.6}{0.200} = 26.29$$

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + 21.82}} = 0.19$$

D = 138.24 mm et on prendra D_{PRISE} = 200mm en Acier.

*** Calcul de la vitesse d'eau dans la conduite de prise d'eau :**

$$V = \frac{Q_{\max}}{S} = \frac{0.031}{0.0314} = 0.99m^2 / s$$

N.B : la prise d'eau aura donc un diamètre D= 200 mm en Acier, et sera calée un peu au dessus du niveau du volume mort de la retenue Cprise= 850.5m

IX.1.Dimensionnement hydraulique *:*

Avant de procéder aux calculs hydrauliques, on doit vérifier la fiabilité de l'évacuateur de crues avec sa longueur déversante de 20m lors de l'évacuation de la crue cinq centennale. Pour cela on a établi un laminage de cette crue par la méthode « pas à pas » et on a obtenu les résultats donnés dans le tableau (IX.11).

Tableau IX.1 Récapitulatif des résultats

Largeur déversante « m »	Lame déversante « m »	Débit déversant « m^3/s ».
6	0.9	10

Cette charge est acceptable de point de vue que le niveau des plus hautes eaux sera encore inférieur à la crête du barrage donc on n'aura aucun risque de submersion.

Les calculs hydrauliques seront donc établis pour la même largeur déversante (6m) et pour la même charge ($h_{dév}$= 0.9 m) et le même débit déversant (13 m^3/s).

L'évacuateur de crues comprend les éléments suivants :

Un canal d'amenée.

Un seuil déversant pour le contrôle du débit.

Un ouvrage intermédiaire comprend (chenal- convergeant- coursier).

Un dissipateur d'énergie.

Un canal de restitution.

IX.1.1) Canal d'amenée :

Etant donné la nature du sol sur lequel repose l'évacuateur de crue (croûtes calcaires), on choisit de mettre en place un canal rectangulaire en béton.

Le canal d'amenée (d'approche) permet de guider calmement la crue vers le seuil déversant.

- **Vitesse d'approche :**

La vitesse d'approche est donnée par la formule :

$$\mathbf{V_{ap}}=\frac{Q}{Scan}$$

Q : Débit à évacuer (m^3/s).

S_{cana} : Section du canal (m^2). Scan = H x b.

H: Charge d'eau (m). H = h + P.

P : Hauteur de pelle (1m).

h : Lame déversante (m).

$$\mathbf{V_{approche}=10/\ (1.9*6)=0,87\ m/s}$$

$V_{ap} \leq V_{adm}$ (4.9 – 7.1) m/s (Donc pas de risque de l'érosion.)

On va exposer dans la figure et tableau suivants les résultats des calculs de la ligne d'eau fait à partir du logiciel canal 21 :

Tableau IX.2 Récapitulatif des résultats obtenus par le logiciel canal 21.

X (m)	Cf (m)	Y (m)	V (m/s)	Hs (m)	Régime	Z (m)
0	855,5	1,91	1,14	1,978	fluvial	857,4
4	855,5	1,9	1,14	1,977	fluvial	857,4

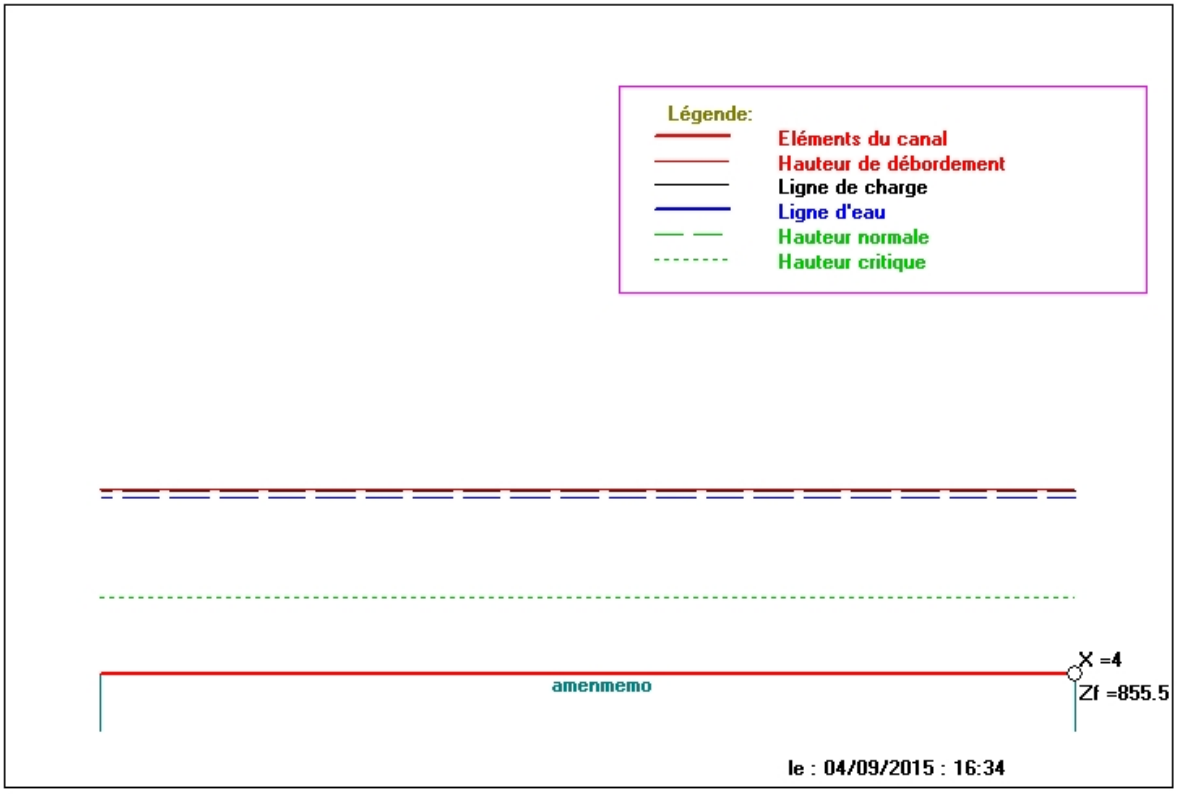


Figure IX.1. Ligne d'eau dans le canal d'amenée.

IX.1.2) Déversoir :

Le déversoir est à seuil profilé (Creager), il est le mieux adapté pour l'écoulement de sorte que la lame d'eau déversante épouse le profil du déversoir.

Les coordonnées du profil Creager sont déterminées par l'équation :

$$\mathbf{Y=}\ \frac{X^{1.85}}{2H^{0.85}} \qquad \text{…….. (IX.1.2)}$$

H : Charge sur le déversoir (m).

Les coordonnées du déversoir sont données par le tableau si dessous et le profil du déversoir est représenté par la Figure suivante :

X (m)	0	1	2	2,5	3	4	5
Y (m)	0	0,545	1,9715	2,979	4,174	7,109	10,739

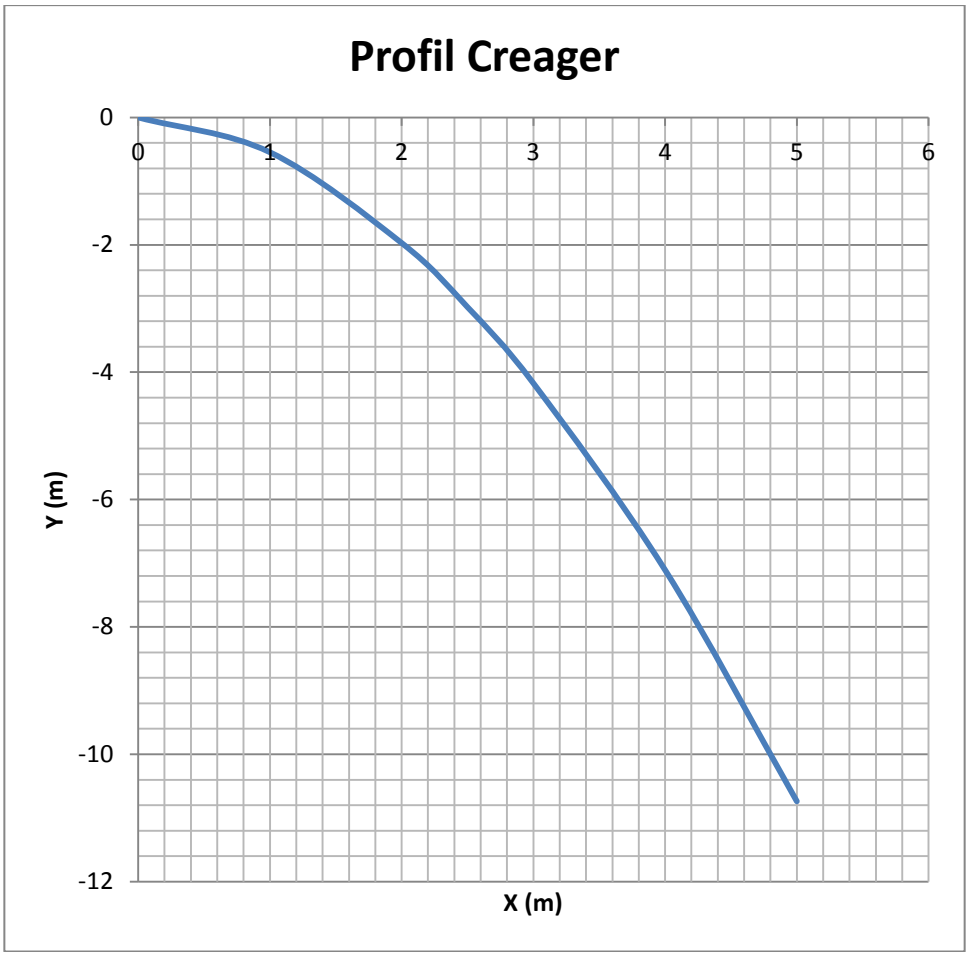


Figure IX. 2 Profil Creager du déversoir.

IX.1.3) Calcul du convergent (Chenal convergent) *:*

Méthodologie de dimensionnement.

a- Recommandations de Sevchenko :

Recommandations de Sevchenko pour le dimensionnement de la transition.

$$0.39 \le \frac{b_T}{B_T} \le 0.87 \quad \text{condition à respecter:}$$

$$8.5° \le \theta \le 23°$$

$$\theta = arch\tan\frac{B_T - b_T}{2L_T}$$

Figure X.3. Recommandations de Sevchenko.

Avec :

Bt = largeur initiale du convergent = 6m.

Bt=largeur finale du convergent = 4m.
L= longueur du bief = 10m.

En vérifiant les conditions citées ci-dessus, on trouve :

- bt/Bt = 4/6 = 0.667.
- ϑ = 11.31.

Les conditions de Sevchenko sont donc vérifiées.

b- Calcul des hauteurs d'au au début et à la fin de la transition dans le convergent :

On a :

$$Y_1 = \sqrt[3]{\frac{Qd^2}{88.29B_T^2}}$$

$$Y_2 = \sqrt[3]{\frac{Qd}{gb_t^2}^2}$$

Avec :
Y1 : hauteur d'eau au début de la transition.
Y2 : hauteur d'eau à la fin de la transition.

Application numérique :

Y_1= 0.316 m.
Y_2= 0.860 m.
L = 10 m.

IX.1.4 Le coursier :

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

- **Largeur du coursier :**

Elle est donnée par :

$L_{cour} = Q^{0.4}$ (m).

Soit : **b_{cour} = 4 m**

- **Longueur du coursier :**

La longueur du coursier est obtenue directement du plan topographique.

L_{cour} = 60 m et : I_{cour} = 17%

- **La profondeur critique :**

La condition de l'état critique est : $\frac{Q^2 L}{gS^3} = 1$

Pour un canal rectangulaire : $hcr = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g*b}}$

D'où : H_{cr}**=0.861m.**

- **Pente critique :**

$$\mathbf{I_{cr}} = \frac{Q^2}{C^2 crScr^2 Rcr}$$

S_{cr}: Section critique (m^2).
P_{cr} : Périmètre critique (m).
R_{cr} : Rayon critique (m).

Ccr : Coefficient de CHEZY Ccr =65.63 pour : (n = 0.014) et $C_{cr} = \frac{1}{n} Rcr^{\frac{1}{6}}$

Donc : I_{cr}**=3.6%**
$\mathbf{I_{coursier} > Icr}$

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

Le calcul de la ligne d'eau est fait par un moyen informatique, avec le Logiciel **« CANAL 21».**

Tableau IX.3 : Calcul de ligne d'eau

Q (m^3/s)	Strickler	I (m/m)	Yn (m)	Yc (m)	régime	L bief (m)
10	71	0,17	0.231	0.861	NT	60

Tableau IX.4 : Ligne d'eau à pas d'espace de 10 m

section	abscisse (m)	pas (m)	Y (m)	Fraude	HS (m)	J (m/m)
amont	0	10	0.86	1.003	1.291	0.003

1	10	10	0.37	3.561	3.932	0.042
2	20	10	0.30	4.002	4.650	0.078
3	30	10	0.27	5.721	4.752	0.102
4	40	10	0.26	6.055	5.241	0.127
5	50	10	0.25	6.424	5.580	0.142
aval	60	10	0.24	6.788	5.799	0.152

h_{cr} = 0.86m. **h_n = 0.23m** **et** **h_{cour} = 0.24 m.**

h_{cour} : La hauteur d'eau dans le coursier.

On a : $FR = \frac{V}{\sqrt{gh_c}}$ **Avec :** V : Vitesse de sortie du coursier (m/s).

$V = \frac{Q}{S}$ (m/s**)** **Soit : V=10.44 m/s et F_r = 6.788**

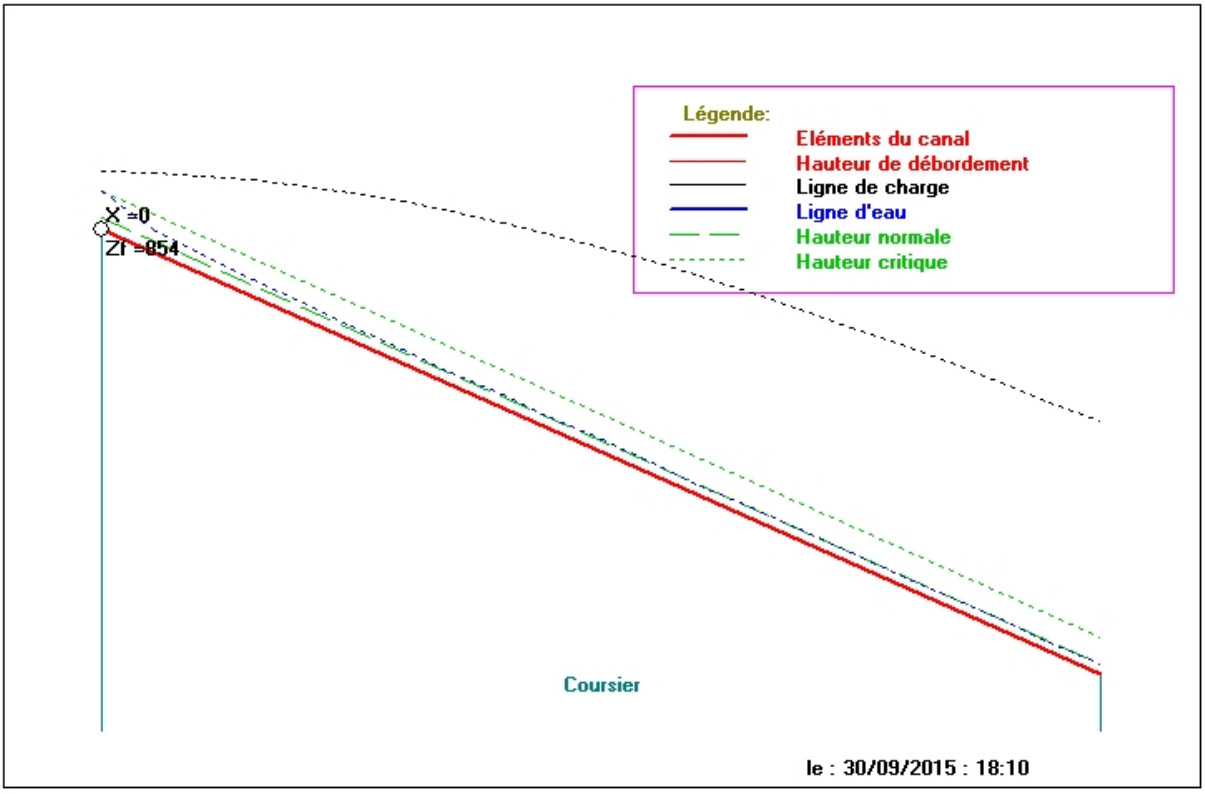


Figure IX.3. Profil de la ligne d'eau dans le coursier.

IX.1.5 Dissipateur d'énergie :

L'énergie obtenue à la fin du coursier et qui est due à la grande vitesse de l'écoulement doit être dissipée en aval afin de protéger les berges et même le corps du barrage contre l'érosion régressive qui peut apparaître.

Le principe de la dissipation d'énergie du flot évacué se fait par un ralentissement brutal de la vitesse de l'écoulement et donc par un changement du régime d'écoulement du torrentiel au fluvial. Pour la dissipation de l'énergie on a opté pour un bassin de dissipation à ressaut, dont la forme et le type dépendent de l'énergie de l'écoulement torrentiel.

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

1 ≤FR≤ 1.7 Ressaut ondulé.

1.7 ≤FR≤ 2.5 Ressaut faible de petites apparaissions en surface.

2.5 ≤FR≤ 4.5 Ressaut oscillant.

4.5 ≤FR≤ 9 Ressaut stable (Stationnaire).

FR≥ 9 Ressaut fort (Ecoulement très turbulent).

Pour notre cas :

FR ≥ 4.5 et V < 15 m/s Donc on doit projeter un bassin de dissipation **« type II »**. Voir Annexes **[IX.1].**

- **Dimensionnement du bassin :**

De l'abaque de l'annexe **[IX.1]** On a :

$\frac{Y_2}{Y_1} = \frac{1}{2}(\sqrt{1+8Fr^2} - 1)$ **Donc :** $\frac{Y_2}{Y_1} = 10.4$

$Y_1 = 0.24$ m **D'où :** $Y_2 = 2.496$ m

- **Longueur du bassin :**

De l'abaque de l'Annexe **[II]** on a :

$\frac{L}{Y_2} = 4$ **Donc** : $L_{bas} = 4 \times 3.022 = 12.36$ m. on prend donc 13 m

On prend **$L_{Bassin} = 13$ m**

- **Dimensionnement des blocs Chicanes :**

La hauteur des blocs de chutes : **$h_1 = Y_1 = 0.24$ m.**

La largeur des blocs de chutes : **$l_1 = Y_1 = 0.24$m.**

Espacement entre deux blocs de chutes : **$e_1 = Y_1 = 0.24$m.**

Hauteur du seuil denté : **$h_2 = 0.2\ Y_2 = 0.5$ m.**

La largeur d'une dent : **$l_2 = 0.15\ Y_2 = 0.38$ m.**

Espacement entre deux dents : **$e_2 = 0.15\ Y_2 = 0.38$m**.

IX.1.7) Canal de restitution :

Le canal de fuite de section trapézoïdale avec une talus 1/1 de $I_c = 0{,}6$ % et un talus de a pour rôle de conduire l'eau après sa dissipation au cours d'eau naturel.

1) La hauteur critique :

$$h_{cr} = \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0.015 \cdot \sigma_{cr}^{\ 2}\right) \cdot K .$$

Avec: $K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}}$ et : $\sigma = \frac{K \cdot m}{b}$ [m = 1].

Donc : $K = \sqrt[3]{\frac{10^2}{g \cdot 4^2}} = 0.86$ et $\sigma = \frac{0.86 \cdot 1}{4} = 0{,}215$

D'où :

$$h_{cr} = \left(1 - \frac{0{,}215}{3} + 0.015 \cdot 0{,}215^2\right) \cdot 0.86 = 0.798\ \text{m}$$

2) Pente critique :

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

$S_{cr} = m.h^2_{cr} + b.h_c$ **Soit** : $S_{cr} = 3.93\ m^2$

$P_{cr} = b + h_{cr} \cdot \sqrt{1+m^2}$ **Soit :** $P_{cr} = 5.129$ m

$R_{cr} = S_{cr} / R_{cr}$ **Soit:** $R_{cr} = 0.766$m

$C_{cr} = \frac{1}{n} \cdot R_{cr}^{1/6}$ **Soit :** $C_{cr} = 71.74$

$I_{cr} = 0.21\%$

3) La profondeur normale :

La profondeur normale du canal est tirée directement des calculs par le **« CANALP »** et on a :

h_n = 1.936 m

4) La vitesse de l'écoulement :

$V = Q/S = C\sqrt{RI}$

Soit: $V = 71.74\sqrt{0.766 \cdot 0{,}0021} = 2.87$ m/s

$V \geq V_{adm}$ (1,8 à 2,2) m/s ; donc il faut prévoir une protection aval en enrochement.

IX.2) Conception de l'évacuateur de crues :

Après le dimensionnement hydraulique des éléments de l'évacuateur de crues, et le calcul de la ligne d'eau ; on doit vérifier l'appariation de phénomènes hydrauliques pour prévoir la hauteur finale des murs bajoyers.

IX.3.1) Hauteur des murs bajoyers :

1) Hauteur des murs à l'entrée du déversoir :

On a :

$h_m = h_e + r$

h_m : Hauteur des murs bajoyers en [m].

h_e : Lame d'eau sur le déversoir [m].

r : Revanche de sécurité (m) donnée par [**$r = 0{,}61 + 0{,}14\ V^{1/3}$**].

h_m = 4 m

2) Hauteur des murs du chenal :

Sur le long du chenal d'écoulement, la hauteur des bajoyers c'est le même que du déversoir

h = 4 m

3) Hauteur des murs au début du convergent :

h_m = 4 m

4) Hauteur des murs du coursier :

h_m = 2.5 m

Remarque :

Les murs bajoyers sont construits en béton armé d'une épaisseur de 0.3m le long de tous les éléments de l'évacuateur de crues. Ces murs assurent l'acheminement régulier des eaux sans débordement, vers l'aval et même servent à maintenir les terres tout autour du coursier et du déversoir.

IX.3.2) Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier :

1) Entraînement d'air :

C'est la saturation en bulles d'air suite à quoi on observe dans certaines zones de l'ouvrage non pas un mouvement d'un liquide mais un mélange d'eau et d'air, ce mélange peut se développer aussi bien à la surface du liquide soit à l'intérieur de la masse d'eau, les paramètres des écoulements aérés doivent être déterminés suivant trois conséquences principales.

Le phénomène commence a partir d'une section ou $v>v_{cr}$

V_{cr} est donnée par la formule de VOINITCH SYANOGENSKY.

$$\overline{V_{cr}} = 6{,}63.\sqrt{g.R.\cos\theta}.\sqrt{1+\frac{0{,}0011}{R^2}}.\left(1+\frac{8{,}71}{R^{1/6}}\right)^{-1}$$

Le calcul de v critique pour chaque section dans le coursier est représenté dans le tableau suivant :

Tableau VI-5: Vitesse critique d'aération à pas de 5m.

Section	Abscisse	Y	V	R	V_{cr}
Amont	0	0.86	3,3033033	0,89037433	17,78609063
1	5	0,65	5,64102564	0,56796117	13,29028402
2	10	0,55	6,66666667	0,49009901	12,08080203
3	15	0,49	7,4829932	0,44188377	11,29867911
4	20	0,45	8,14814815	0,40909091	10,75004537
5	25	0,43	8,52713178	0,39249493	10,46673379
Aval	30	0,4	9,16666667	0,36734694	10,02960693

La vitesse d'écoulement est toujours inférieure à V_{cr}, donc y aura pas d'aération de l'écoulement dans notre cas, la hauteur des murs bajoyers est maintenue.

2) Vérification de l'apparition des vagues roulantes :

Les vagues roulantes apparaissent si les deux conditions sont vérifiées :

$\boldsymbol{\frac{b}{h} \geq (10 \div 12)}$ Et **$Fr^2 \geq 40$.**

h : Profondeur d'eau minimale dans le coursier.

Donc : $\frac{b}{h} = 16.67 > (10 \div 12)$ et **$Fr^2 = 45.83$**

Les vagues roulantes apparaissent sur tout le long du coursier.

Organisation du chantier

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) destines 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.

X.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.

X .2 . Travaux de réalisation :

X. 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.

X. 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.

X.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.

X.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 e t 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.

X.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.

X.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.

- 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 important 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.

X.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 estival. 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 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 défrichement 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.

X.6. Mode d’exécution des travaux :

X.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'a 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.

X.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 argileux bruns collationneur 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.

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.

X.7. Le devis estimatif :

Le devis estimatif et quantitatif est représenté dans le tableau suivant

Tableau X.1 : Le devis estimatif et quantitatif

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (Da)	Montant (Da)

A	**La digue**				
1	Décapage	m^3	5307.70	160,00	849232.00
2	Remblai	m^3	99640.00	300.00	29892000.00
3	Déblai	m^3	8021.75	280,00	224690.00
4	Sable.	m^3	1458.30	1300,00	1895790.00
5	Gravier.	m^3	14695.01	1300,00	19103513.00
6	Enrochement.	m^3	7840.12	2400,00	18816288.00
7	Géotextiles	m^3	21330.21	5000,00	106651050
8	Produits asphaltiques	m^3	280.02	3200,00	896064.00
B	**Evacuateur de crue**				
1	Déblai.	m^3	8480.00	300.00	254400.00
2	Remblai	m^3	3392.00	280.00	949760.00
3	Béton armé.	m^3	1348.00	34000	54832000.00
4	Sable.	m^3	517.00	2400.00	1240800.00
5	Béton propreté	m^3	16.00	20000.00	320000.00

C	**Vidange de fond**				
1	Déblai	m^3	332.00	300.00	99600.00
2	Remblai.	m^3	35.00	280.00	9800.00
3	Béton ordinaire	m^3	9.00	20000	5400.00
4	Conduite 400mm	ml	110	1500.00	165000.00
5	Vanne 400mm.	U	2	50000.00	100000.00
6	Béton propreté	m^3	9.00	20000.00	180000.00
7	Béton armé.	m^3	32.00	34000.00	1088000.00
8	Enrochement	m^3	32.00	2400.00	67800.00
Montant global (Da)					**207699879** **TVA = 17%** **243008858.43**

X.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 m^3 de remblai au moins, les moyens disponibles de la plupart des entreprises autorisent une certaine élasticité des délais.

X.8.1 Détermination des délais des travaux :

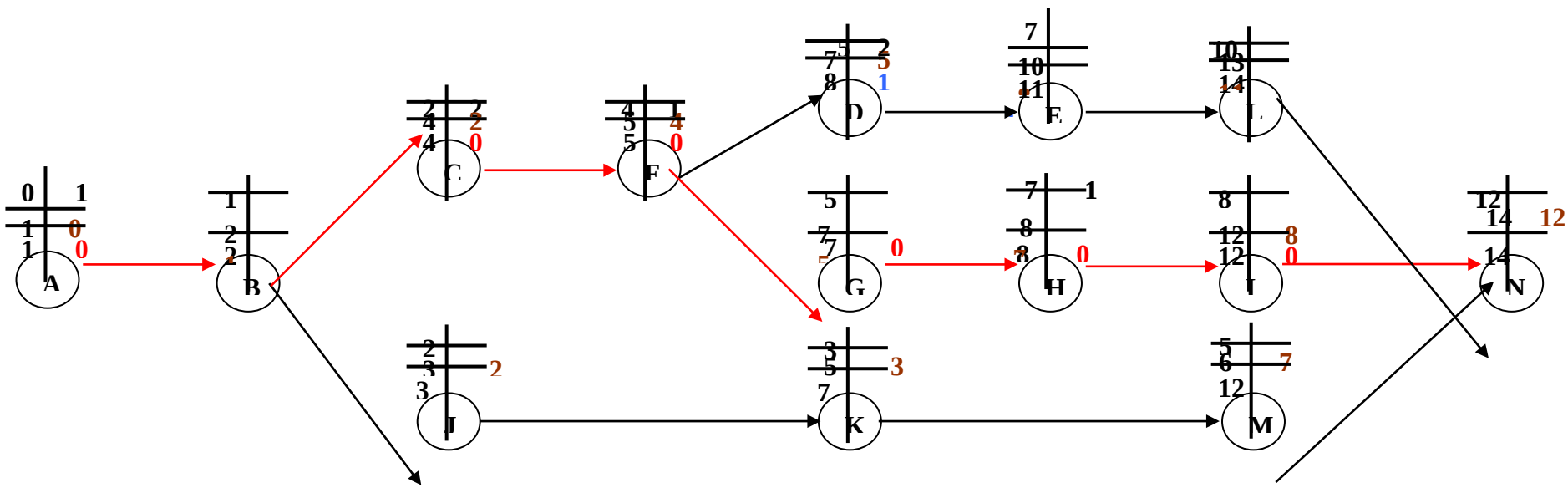
Chaque opération est affectée d'un délai de réalisation dans le tableau ci après

Tableau X.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 défrichement 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

Figure X.1 : **Réseau à nœuds**



X.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 X.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 est de 14 mois.

Tableau X.4. : Programme des travaux pour la réalisation du la retenue collinaire sur oued Ain El Maricane

(Diagramme de Gant)

Phase de réalisation \ Mois	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 défrichement 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

Introduction :

La protection et la sécurité de travail comprennent tout un système de mesure d'ordre social, économique, technique, hygiénique, organisationnel et juridique. Ceux-ci garantissent l'assurance de la protection de la santé et de la capacité de travail des travailleurs. Les chantiers sont très dangereux et les accidents peuvent prendre naissance à tous moment, c'est pour cela qu'on doit chercher des solutions pour promouvoir contre ces derniers.

Les différents organismes intéressés par les sécurités lors du travail et les services d'inspection ont édicté un certain nombre des 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.

XI -1-Conditions dangereuses dans le chantier:

- Installation non protégée ou male 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.

XI -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.

XI -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 tout danger.
- Les abris doivent être aérés et climatisés.

XI-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 XI .1 : Objectifs et mesures de sécurité.

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 :	Disposition à prendre pour le guidage des camions et des engins notamment lors des

De renversement des engins ; De l'éboulement des terrains ;	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 de M’Daourouch est dotée d'un régime agricole nécessitant des besoins en eau importants en matière d'irrigation.

Ainsi, notre travail a consisté en l'étude d'une retenue collinaire sur oued MARICANI.

En effet, des compagnes 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 MARICANI est une digue dite homogène et sera construite uniquement avec des argiles.
- Evacuateur de crue latéral a sera réalisé sur la rive droite.
- 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.

ANNEXES

ANNEXES

EMPRISE DE LA DIGUE

CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUE DES ECHANTILLONS

SONDAGES - EMPRISE DE LA DIGUE

S1			
(Prof)	0.50/1.50	1.50/3.00	6.00/7.50
W_n	9.43	19.33	21.66
$\wp_d$	1.535	1,615	1,611
$\wp_h$	1.680	1.927	1.960
$\wp_{sat}$	1.960	2.010	2.080
η	38.8%	39.5%	39.7%
S_r	25.8%	78.8%	87.8%
WL	47	48	50
IP	26	26	21
Ic	1.45	1.11	1.41
C	0.18	0.20	0.46
ϕ	18°	21.4°	11°
Sc	1.41	1.48	1.62
Ct	0.156	0.153	0.184
Cg	0.058	0.046	0.058
K	4,36. 10^{-9}	3,90. 10^{-9}	4,46. 10^{-10}

(Prof)	1.50/2.00	
W_n	18.23	
$\wp_d$	1.64	
$\wp_h$	1.939	
$\wp_{sat}$	2.026	
η	38.6%	
S_r	77.3%	
WL	44	
IP	16	
Ic	1.57	
C	0.21	
ϕ	17°	
Sc	1.55	
Ct	0.166	
Cg	0.060	
K	1,08. 10^{-7}	

S2			
(Prof)	1.50/2.50	3.50/4.50	5.50/6.00
W_n	7.36	11.66	13.28
$\wp_d$	1,517	1,717	1,681
$\wp_h$	1.629	1.917	1.904
$\wp_{sat}$	1.949	2,074	2,051
η	43.2%	35,7%	37%
S_r	26%	56%	60%
WL	47	57	58
IP	26	30	31
Ic	1.52	1.50	1.45
C	0.22	0.86	0.29
ϕ	18.7°	18°	15°
Sc	1.66	2.90	2.52
Ct	0.160	0.186	0.169
Cg	0.085	0.067	0.064
K	1,10.10^{-8}	1,88. 10^{-10}	2,42. 10^{-9}

RAPPORT DE FORAGE Sondage N°: S2

ETUDE : RETENUE COLLINAURE
LIEU : Oued Troche
CLIENT :

DATE DEBUT : Mars 2014
DATE FIN :
NIVEAU NAPPE : m

PROFONDEUR TOTALE : 9 ML
COORDONNEES : X = 391131 Y = 3993805
Z = 849

BOUE DE FORAGE :
TYPE FORAGE : Carotté
TYPE DE MACHINE :

Prof (m)	Récupération (0 25 50 75 100)	S.P.T	R.Q.D	ϕ Tub	ϕ Carottier	Echant	Profond Ech (m)	Coupe	DESCRIPTION	Cu Bar	φ_u (°)	w_n %	γ_d T/m³	I_p %	Class. LPC	Type Essai
1,0									T.V+Limons graveleux brun							
							1,50									
2,0									Limons graveleux	0,13	18,50	7,36	1,51	26,00		
							2,50									
3,0																
							3,00									
4,0							3,50		Argile marneuse jaune sableuse a graveleuse	0,86	18,00	11,66	1,71	30,00		
							4,50									
5,0									Argile rouge sablo-graveleuse	0,29	15,00	13,28	1,68	31,00		
							5,50									
6,0							6,00									
									Argile rouge sablo-graveleuse							
7,0																
							7,50									
8,0									Argile rouge sablo-graveleuse							
9,0							9,00									
10,0																
11,0																
12,0																
13,0																
14,0																
15,0																
16,0																
17,0																
18,0																
19,0																
20,0																

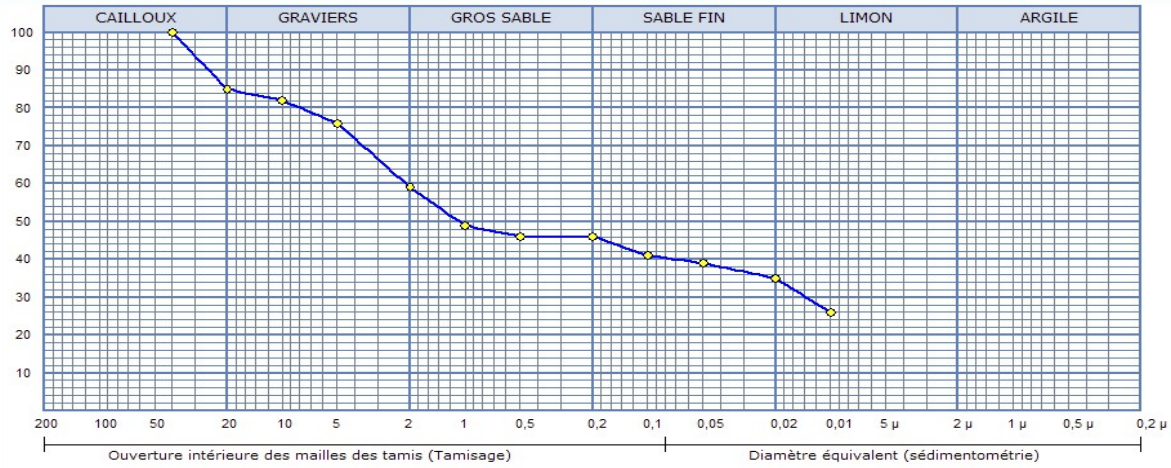
Programme: Soltests 2007 ©

Projet : RETENUE SET'HA
CLIENT :
Localisation : M'daourouch
Date essai : Mars 2014

ANALYSE GRANULOMETRIQUE

Selon NFP 94-056

K6:Limons graveleux bruns a inclusions de galets : 1.50/2.00m



Echantillon	< 80 µ (%)	LIMITES D'ATTERBERG			Classificat°
		W.L (%)	W.P (%)	I.P (%)	
	40,36 %	43,89 %	27,57 %	16,32 %	GL

Programme: Soltests 2007 ®

	44,42 %	47,12 %	21 %	26,12 %	GA
	46,03 %	48,14 %	22,11 %	26,03 %	GA
	55,14 %	50,95 %	30,2 %	20,75 %	Lt

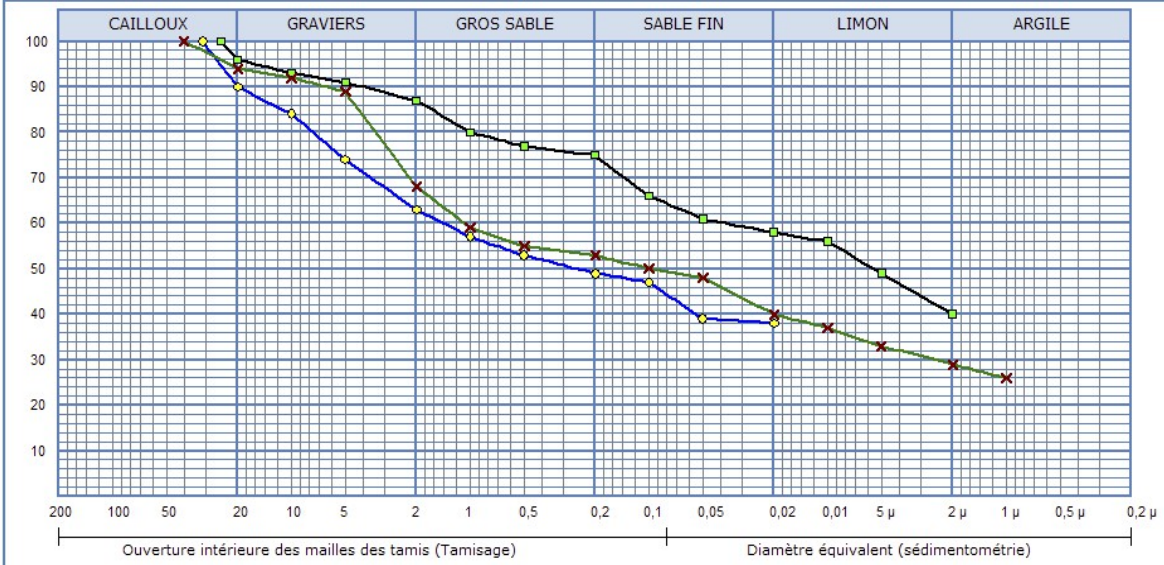
Programme: Soltests 2007 ®

Projet : RETENUE SET'HA
CLIENT :
Localisation : M'daourouch
Date essai : Mars 2014

ANALYSE GRANULOMETRIQUE

Selon NFP 94-056

S2:Limons graveleux: 1.50/2.50m
S2: Argile graveleuse : 5.50/6.00m
S2:Argile marneuse : 3.50/4.50m



Echantillon	< 80 µ (%)	LIMITES D'ATTERBERG			Classificat°
		W.L (%)	W.P (%)	I.P (%)	
	44,42 %	47,28 %	21,41 %	25,87 %	GA
	64,39 %	57,36 %	27,04 %	30,32 %	At
	49,36 %	58,31 %	27,16 %	31,15 %	SA

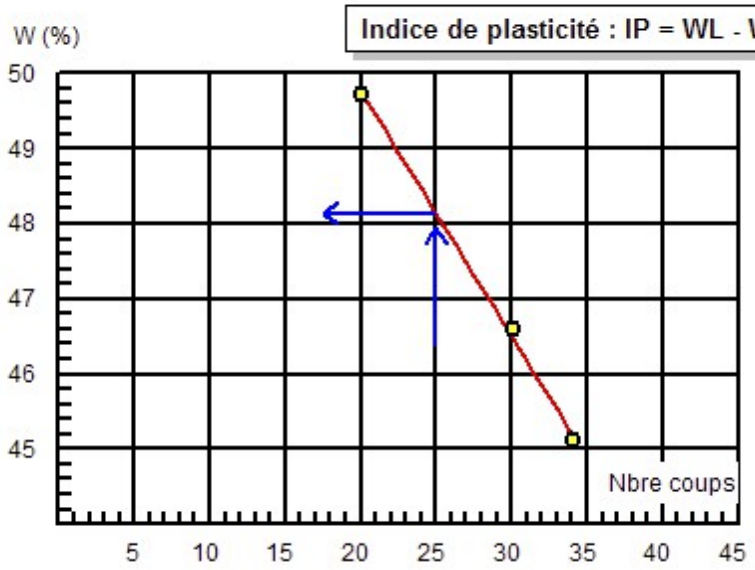
Programme: Soltests 2007 ®

RAPPORT D'ESSAI

LIMITES D'ATTERBERG: NF P 94 - 51

Etude : RETENUE SET'HA	Réf : S1
N° Dossier :	Profondeur : 1.50/3.00 m
Lieu : Oued Troche	Nature : limono graveleux clastique
Client:	Date essais : Mars 2014

Indice de plasticité : IP = WL - WP = 26,03%

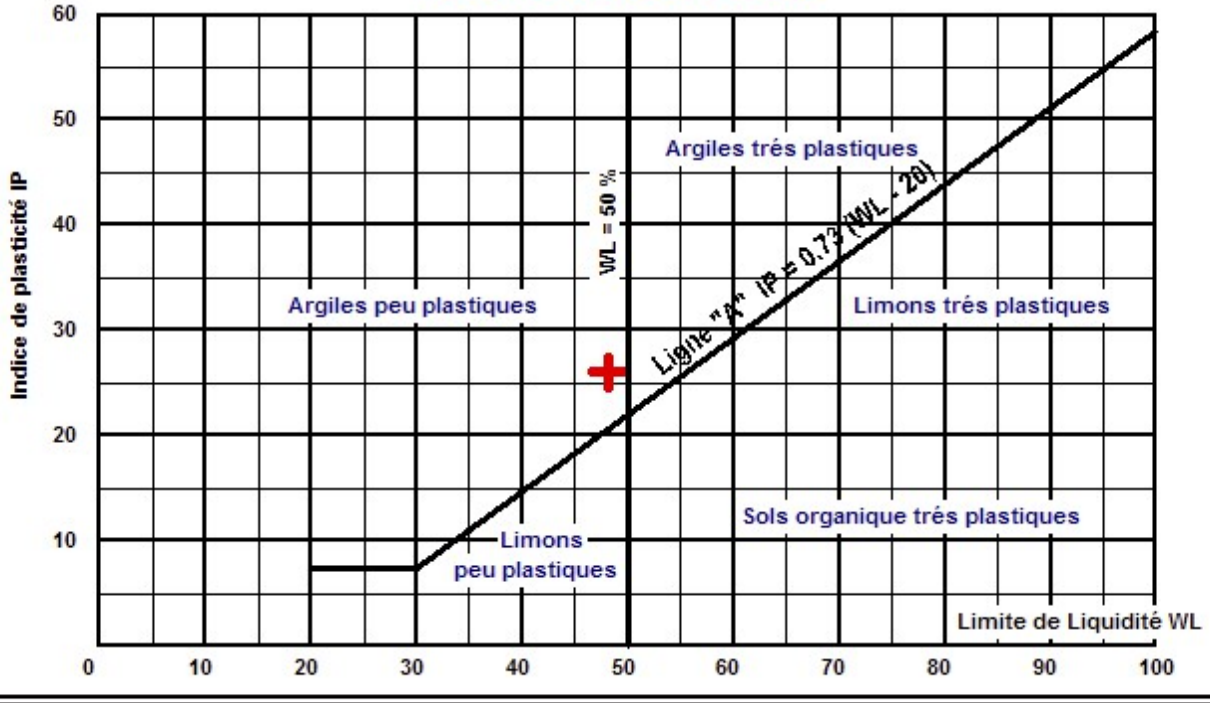


Essai N°	W (%)
1	22,48
2	22,16
3	21,7

Limite de Liquidité (WL) = 48,14 %

Limite de Plasticité WP = 22,11 %

ABAQUE DE CASAGRANDE



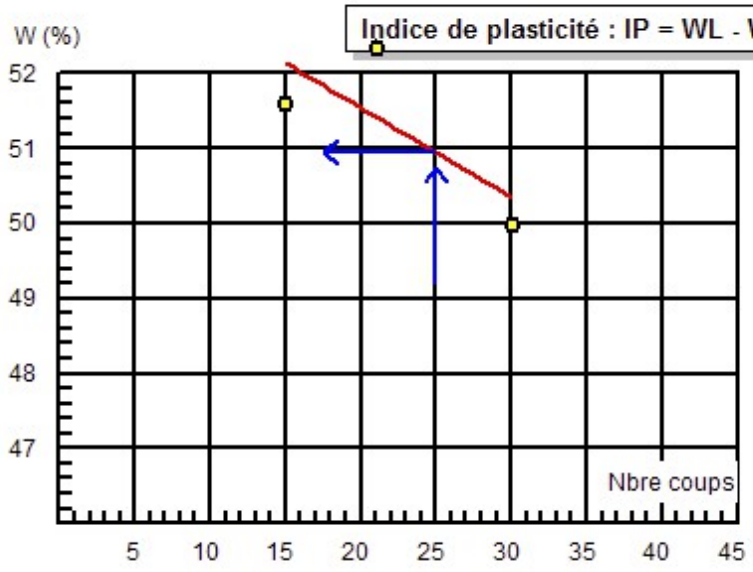
Programme: Soltests 2007 ®

RAPPORT D'ESSAI

LIMITES D'ATTERBERG: NF P 94 - 51

Etude : RETENUE SET'HA	Réf : S1
N° Dossier :	Profondeur : 6.00/7.50 m
Lieu : Oued Troche	Nature : Argile peu sableuse
Client:	Date essais : Mars 2014

Indice de plasticité : IP = WL - WP = 20,75%

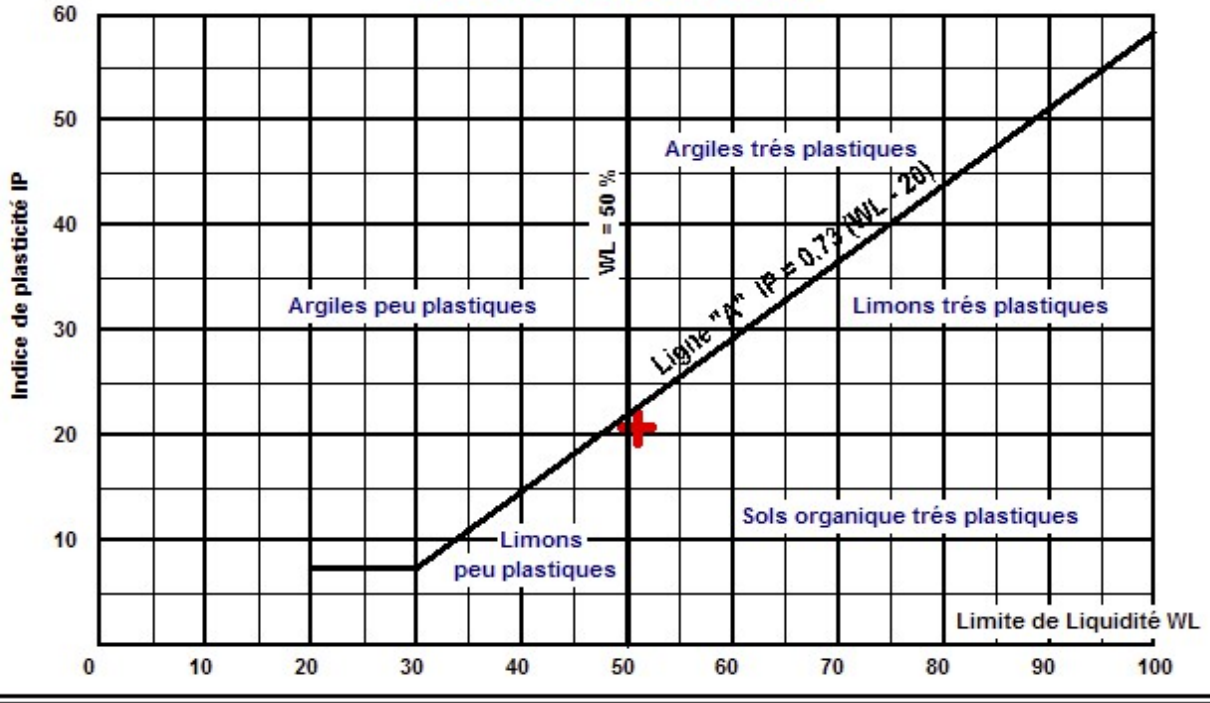


Limite de Liquidité (WL) = 50,95 %

Essai N°	W (%)
1	30,16
2	31,02
3	29,42

Limite de Plasticité WP = 30,2 %

ABAQUE DE CASAGRANDE



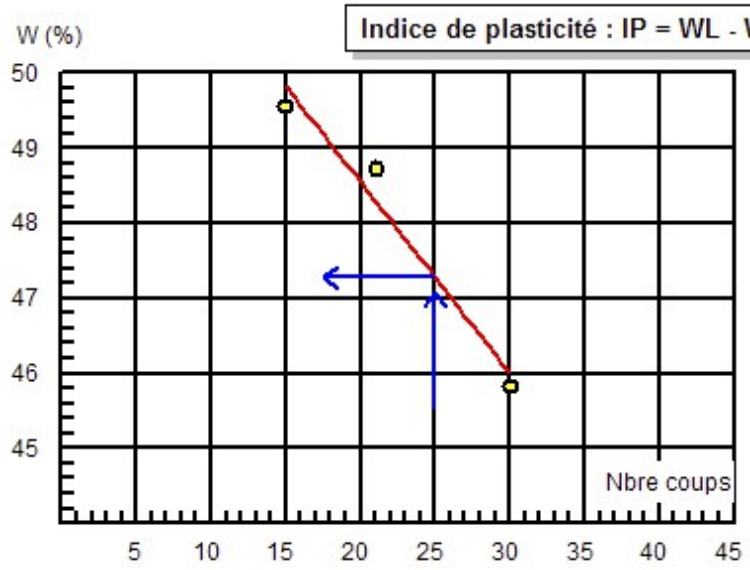
Programme: Soltests 2007 ®

RAPPORT D'ESSAI

LIMITES D'ATTERBERG: NF P 94 - 51

Etude : RETENUE SETHA	Réf : S2
N° Dossier :	Profondeur : 1.50/2.50 m
Lieu : Oued Troche	Nature : limons graveleux
Client:	Date essais : Mars 2014

Indice de plasticité : IP = WL - WP = 25,87%

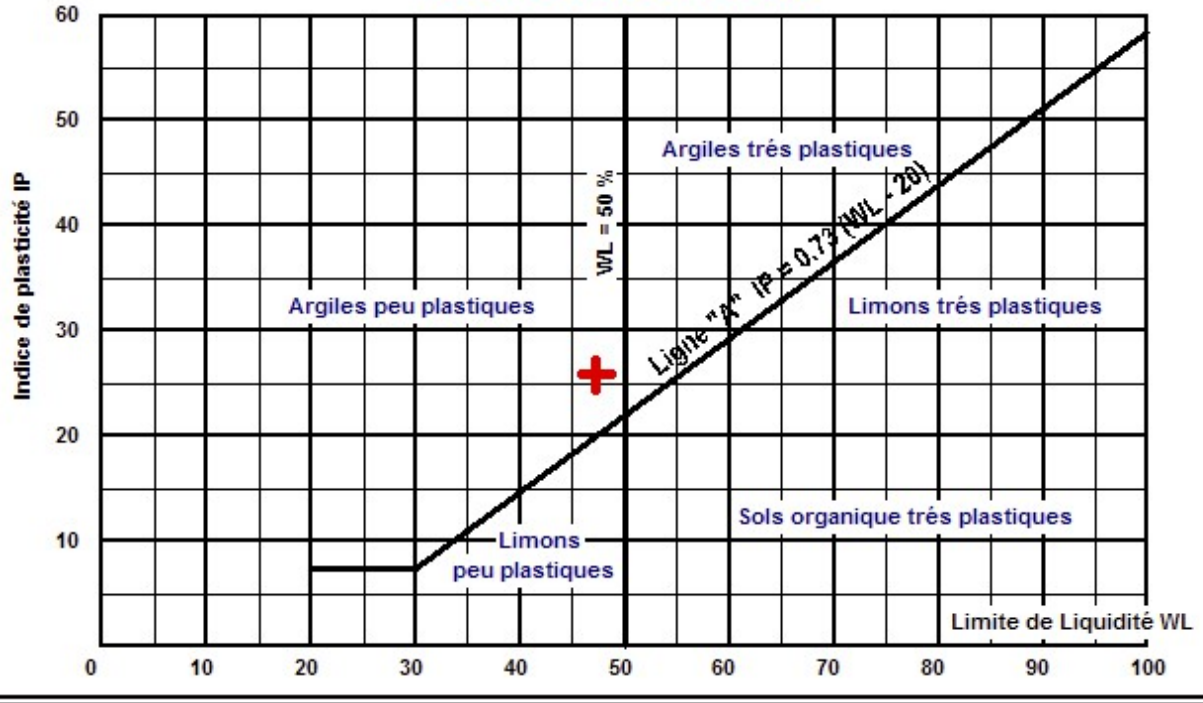


Essai N°	W (%)
1	21,16
2	22,64
3	20,42

Limite de Liquidité (WL) = 47,28 %

Limite de Plasticité WP = 21,41 %

ABAQUE DE CASAGRANDE



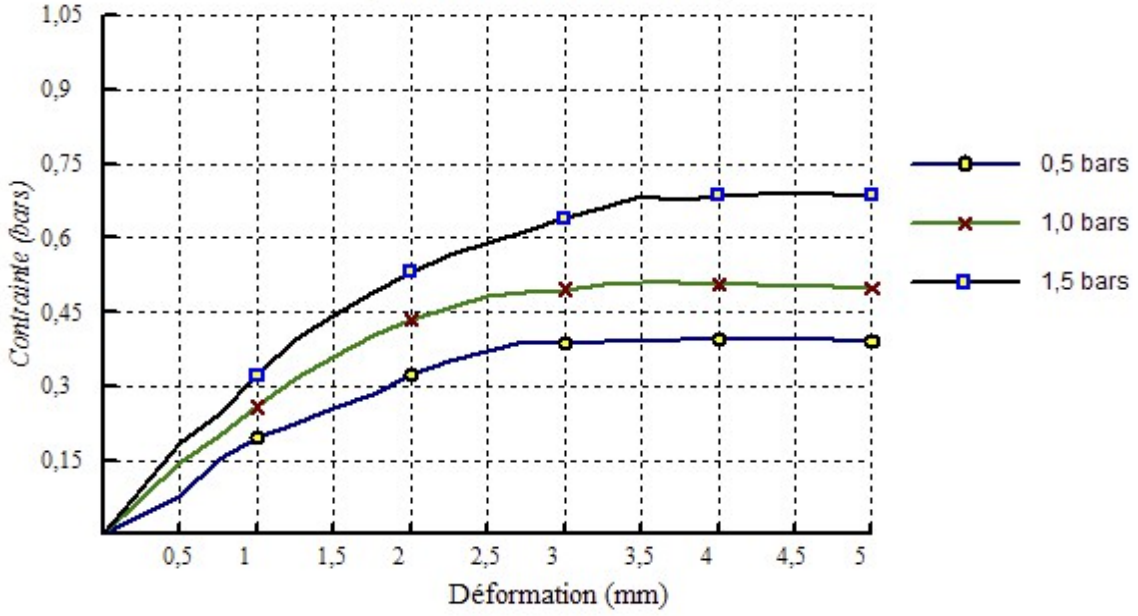
Programme: Soltests 2007 ®

RAPPORT D'ESSAI

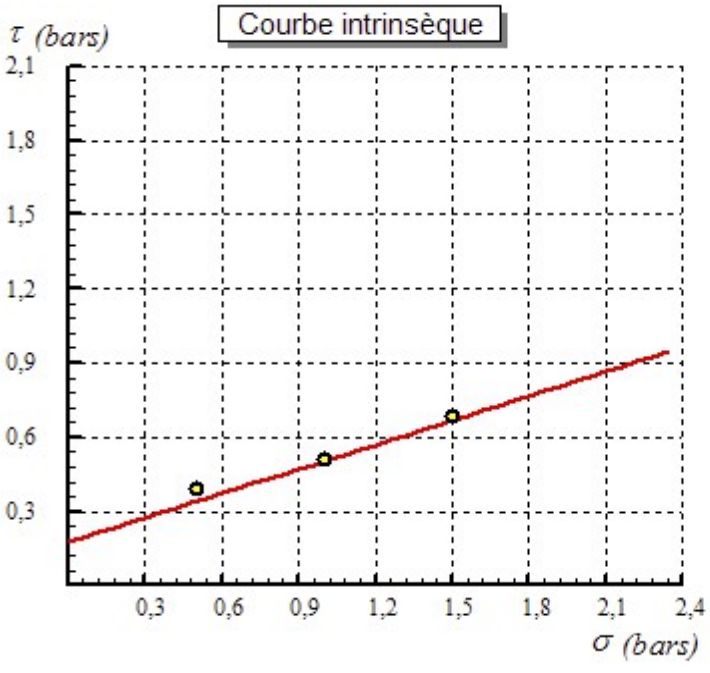
ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE: NF P94-071-1 Août 1994

Etude : RETENUE SET'HA	Type d'essai : UU
Dossier N° :	Vitesse de cisaillement : 0,9 mm/mn
N° Sond : S1	Date début essais : Mars 2014
Prof : 0.50/1.50m	Date fin essais :
Nature sol : Limons graveleux brun	

Contrainte / Déformation



Courbe intrinsèque



Cohésion = 0,18 bars
Frottement = 18,17 degrès

σ_1 = 0,5 bars ---> τ_1 = 0,39
σ_2 = 1,0 bars ---> τ_2 = 0,51
σ_3 = 1,5 bars ---> τ_3 = 0,68

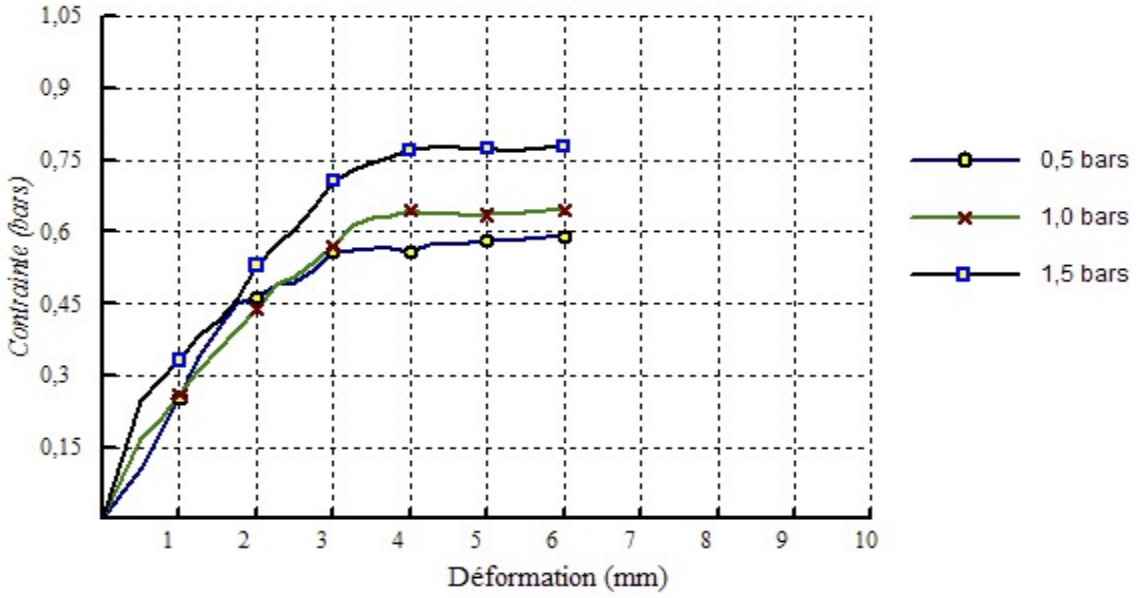
Programme: Soltests 2007 ©

RAPPORT D'ESSAI

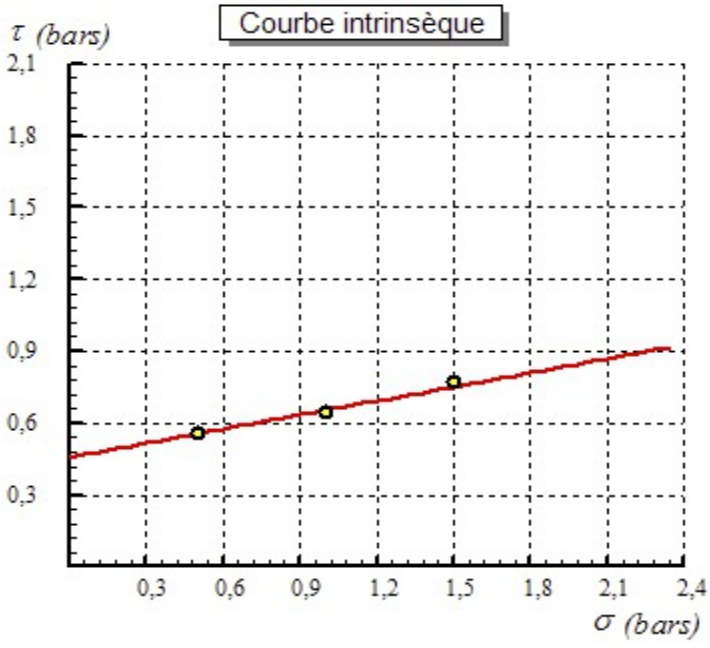
ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE: NF P94-071-1 Août 1994

Etude : RETENUE SET'HA	Type d'essai : UU
Dossier N° :	Vitesse de cisaillement : 0,9 mm/mn
N° Sond : S1	Date début essais : Mars 2014
Prof : 6.00/7.50 m	Date fin essais :
Nature sol : Argile peu graveleuse plastique avec graviers calcaires	

Contrainte / Déformation



Courbe intrinsèque



Cohésion = 0,46 bars
Frottement = 11,04 degrès

σ_1 = 0,5 bars ---> τ_1 = 0,56

σ_2 = 1,0 bars ---> τ_2 = 0,64

σ_3 = 1,5 bars ---> τ_3 = 0,77

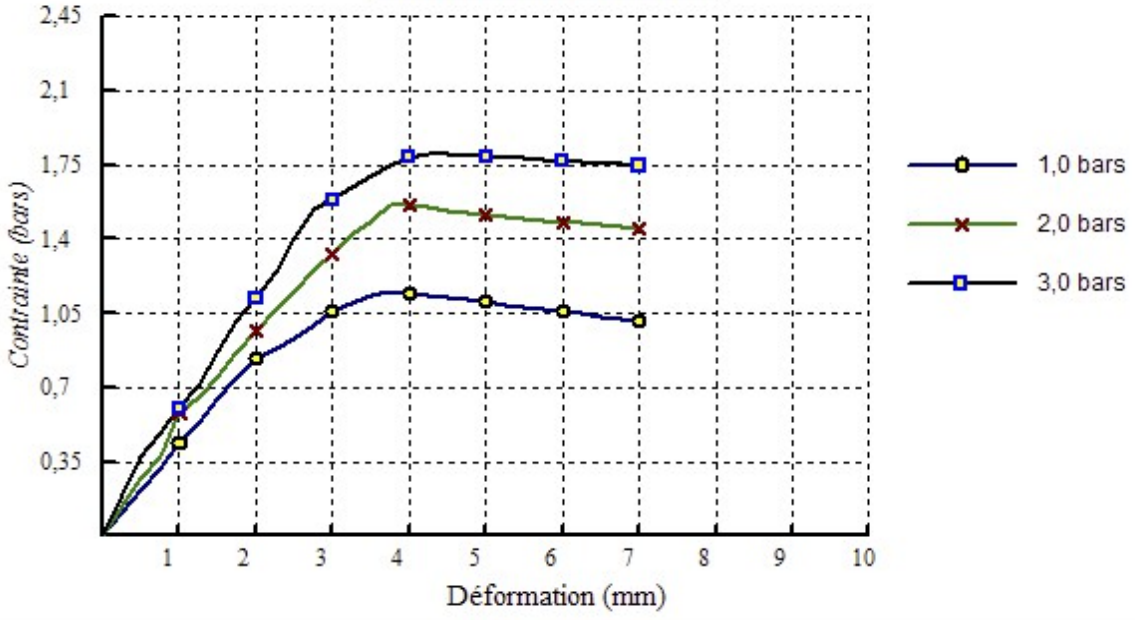
Programme: Soltests 2007 ©

RAPPORT D'ESSAI

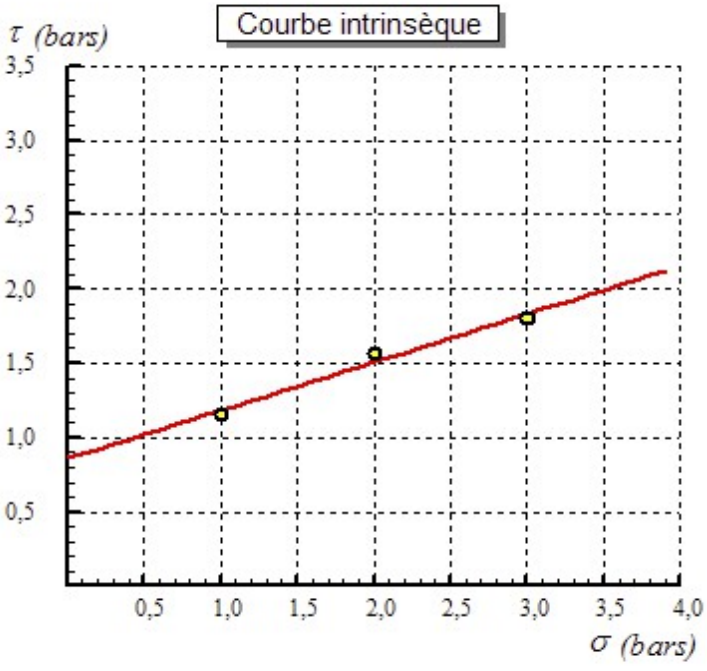
ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE: NF P94-071-1 Août 1994

Etude : RETENUE SET'HA	Type d'essai : UU
Dossier N° :	Vitesse de cisaillement : 0,9 mm/mn
N° Sond : S2	Date début essais : Mars 2014
Prof : 3.50/4.50 m	Date fin essais :
Nature sol : Argile marneuse jaune	

Contrainte / Déformation



Courbe intrinsèque



Cohésion = 0,86 bars
Frottement = 17,98 degrès

σ_1 = 1,0 bars ---> τ_1 = 1,16
σ_2 = 2,0 bars ---> τ_2 = 1,56
σ_3 = 3,0 bars ---> τ_3 = 1,81

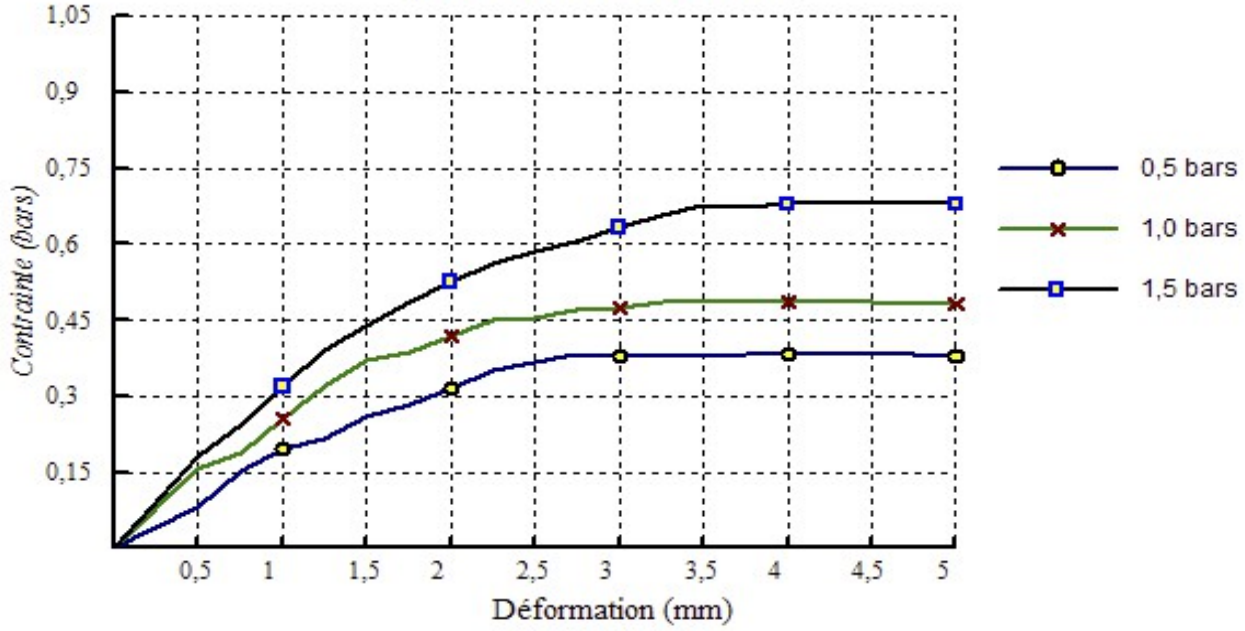
Programme: Soltests 2007 ©

RAPPORT D'ESSAI

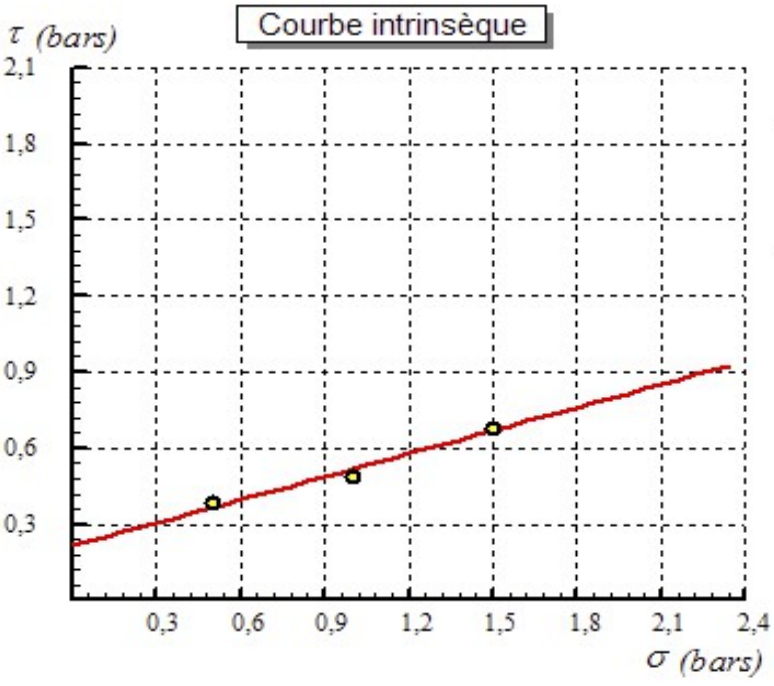
ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE: NF P94-071-1 Août 1994

Etude : RETENUE SET'HA	Type d'essai : UU
Dossier N° :	Vitesse de cisaillement : 0,9 mm/mn
N° Sond : S1	Date début essais : Mars 2014
Prof : 0.50/1.50m	Date fin essais :
Nature sol : Limons graveleux bruns a inclusions de galets	

Contrainte / Déformation



Courbe intrinsèque



Cohésion = 0,21 bars
Frottement = 16,89 degrès

σ_1 = 0,5 bars ---> τ_1 = 0,38
σ_2 = 1,0 bars ---> τ_2 = 0,49
σ_3 = 1,5 bars ---> τ_3 = 0,68

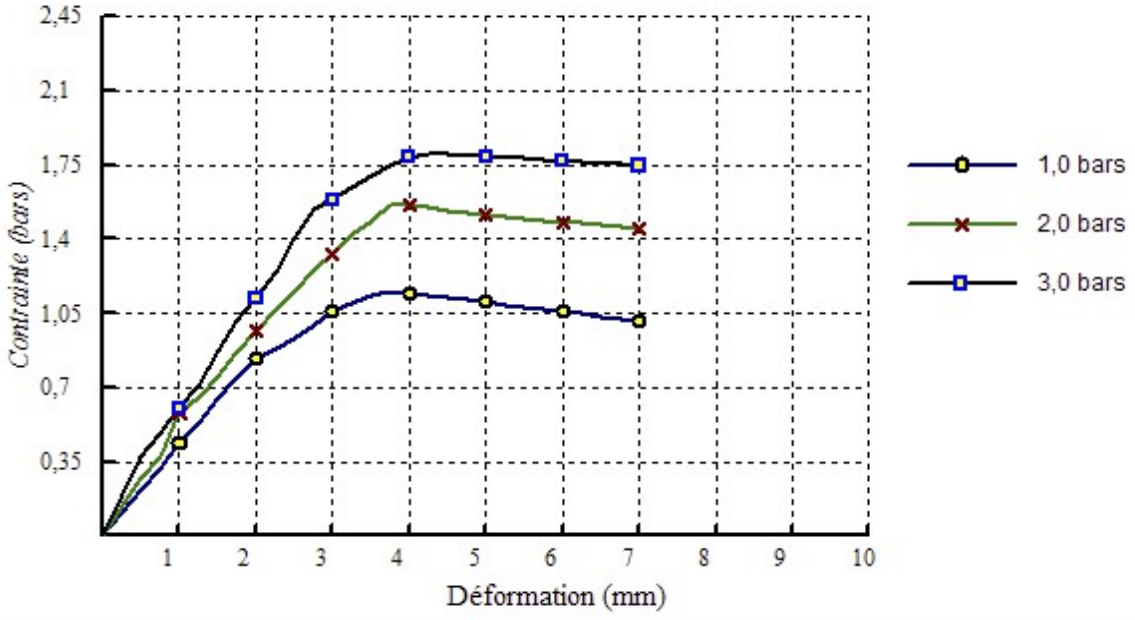
Programme: Soltests 2007 ©

RAPPORT D'ESSAI

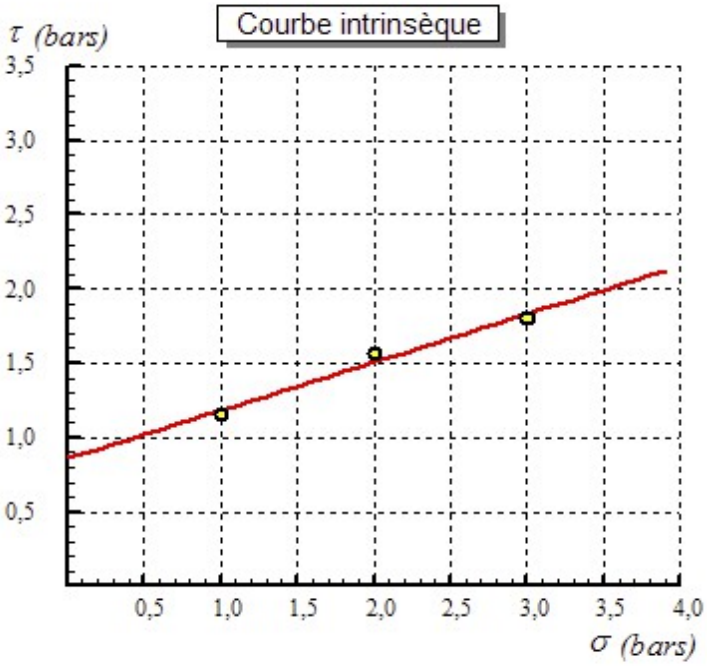
ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE: NF P94-071-1 Août 1994

Etude : RETENUE SET'HA	Type d'essai : UU
Dossier N° :	Vitesse de cisaillement : 0,9 mm/mn
N° Sond : S2	Date début essais : Mars 2014
Prof : 3.50/4.50 m	Date fin essais :
Nature sol : Argile marneuse jaune	

Contrainte / Déformation



Courbe intrinsèque



Cohésion = 0,86 bars
Frottement = 17,98 degrès

σ_1 = 1,0 bars ---> τ_1 = 1,16
σ_2 = 2,0 bars ---> τ_2 = 1,56
σ_3 = 3,0 bars ---> τ_3 = 1,81

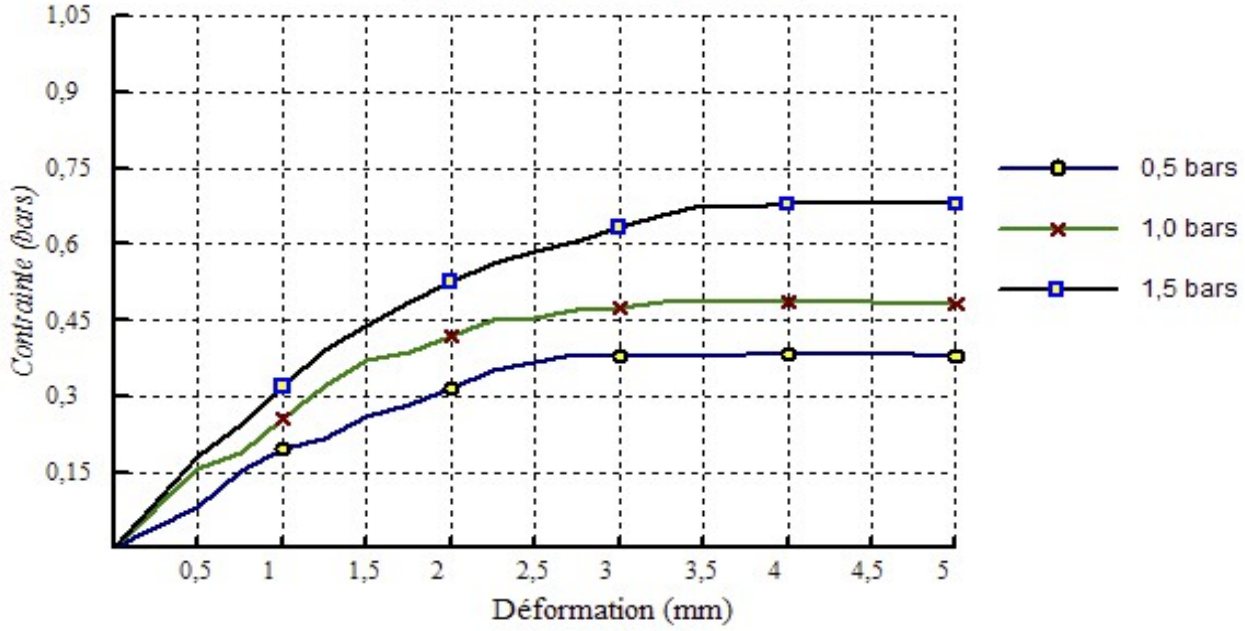
Programme: Soltests 2007 ©

RAPPORT D'ESSAI

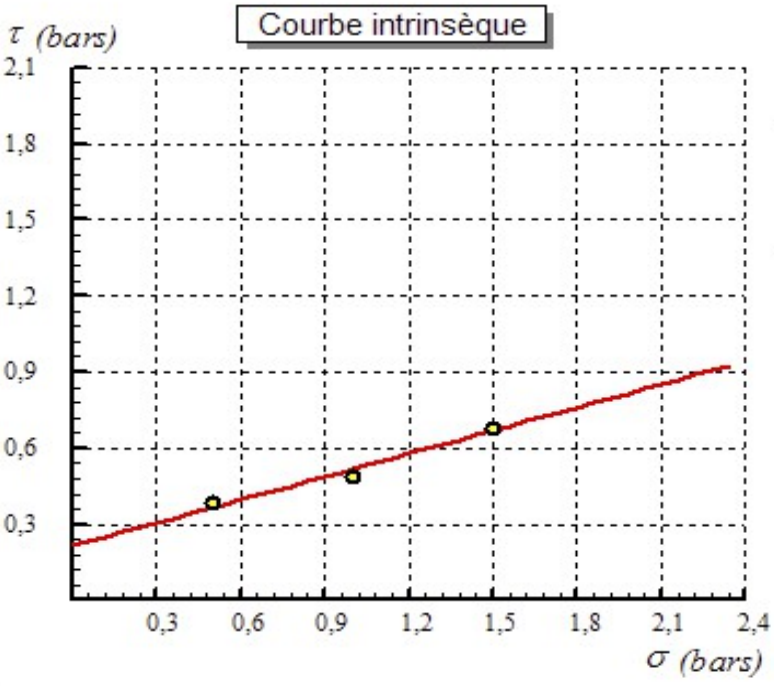
ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE: NF P94-071-1 Août 1994

Etude : RETENUE SET'HA	Type d'essai : UU
Dossier N° :	Vitesse de cisaillement : 0,9 mm/mn
N° Sond : S1	Date début essais : Mars 2014
Prof : 0.50/1.50m	Date fin essais :
Nature sol : Limons graveleux bruns a inclusions de galets	

Contrainte / Déformation



Courbe intrinsèque



Cohésion = 0,21 bars
Frottement = 16,89 degrès

σ_1 = 0,5 bars ---> τ_1 = 0,38
σ_2 = 1,0 bars ---> τ_2 = 0,49
σ_3 = 1,5 bars ---> τ_3 = 0,68

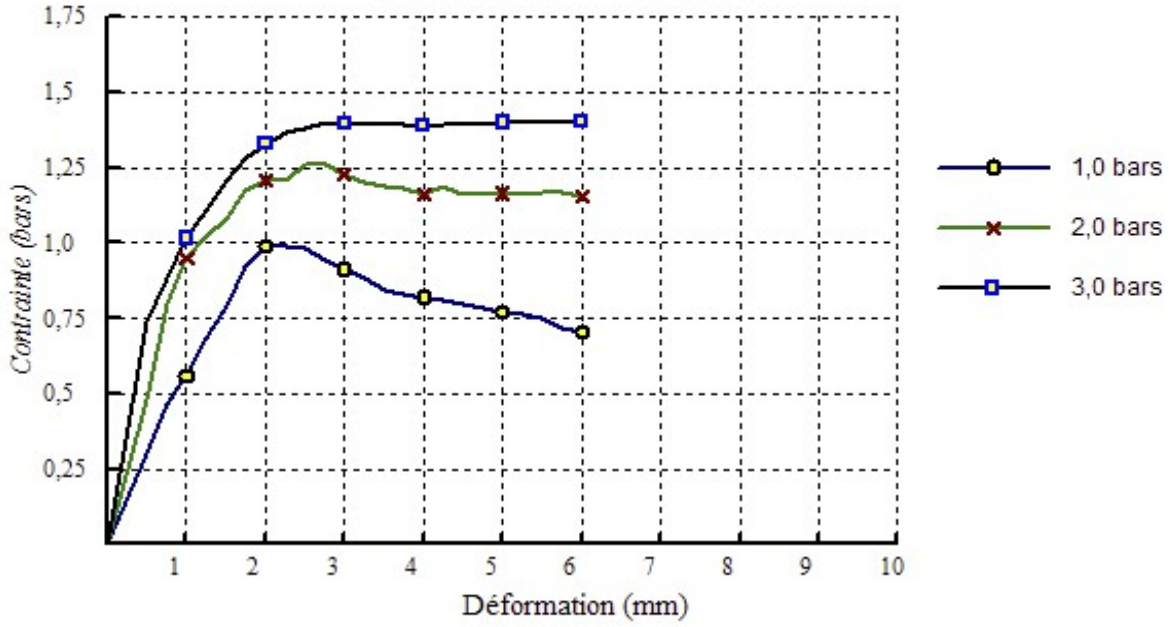
Programme: Soltests 2007 ©

RAPPORT D'ESSAI

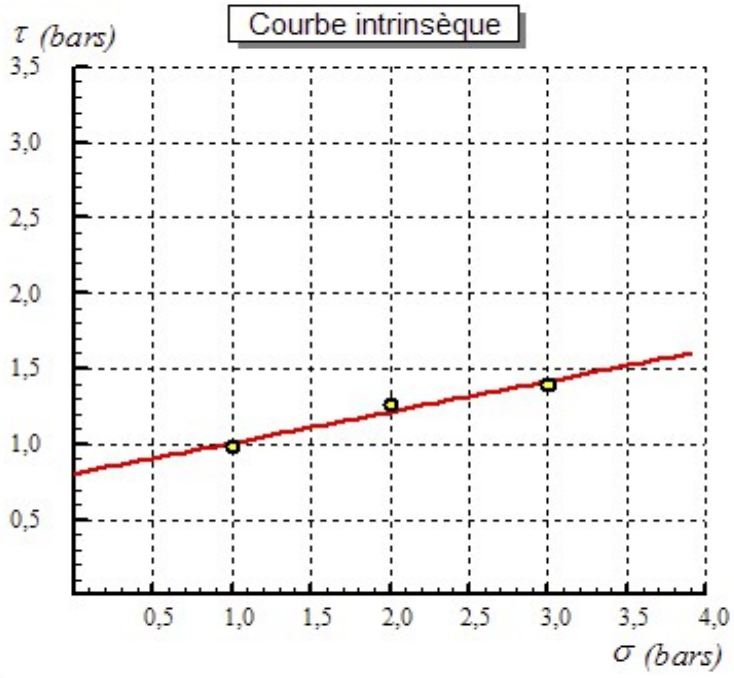
ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE: NF P94-071-1 Août 1994

Etude : RETENUE SET'HA	Type d'essai : UU
Dossier N° :	Vitesse de cisaillement : 0,9 mm/mn
N° Sond : K6	Date début essais : Mars 2014
Prof : 2.50 à 3.50 m	Date fin essais :
Nature sol : Argile marneuse roureagtre	

Contrainte / Déformation



Courbe intrinsèque



Cohésion = 0,81 bars
Frottement = 11,59 degrès

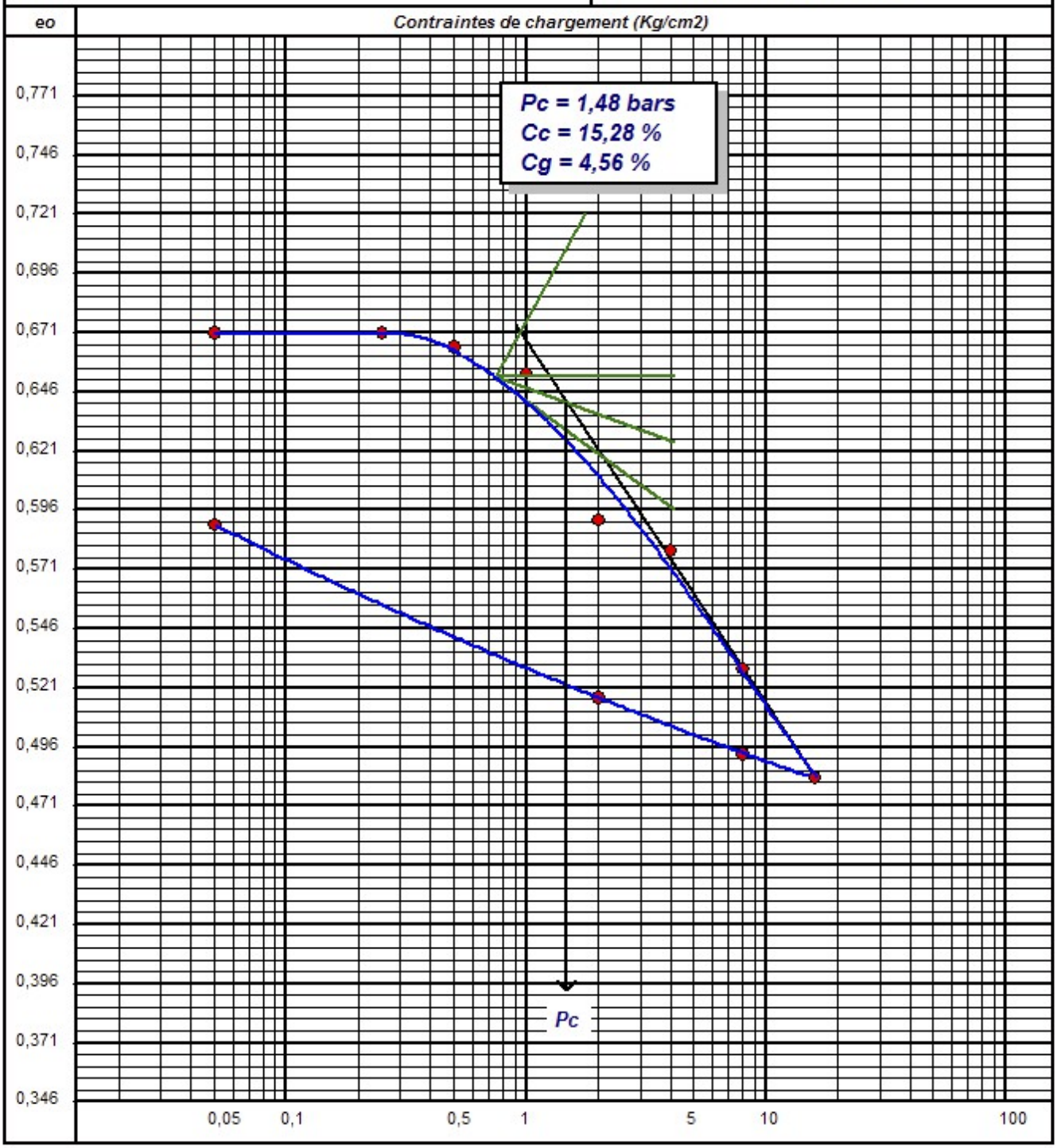
σ_1 = 1,0 bars ---> τ_1 = 0,99
σ_2 = 2,0 bars ---> τ_2 = 1,26
σ_3 = 3,0 bars ---> τ_3 = 1,40

Programme: Soltests 2007 ©

RAPPORT D'ESSAI

ESSAI DE COMPRESSIBILITE A L'OEDOMETRIQUE : XP P 94-090-1

Etude : RETENUE SET'HA	Réf. Sondage : S 1
N° Dossier :	Profondeur : 1,50/3,00m
Lieu : Oued Troche	Date essais : Mars 2014
Client :	Nature : Limons graveleux elastique

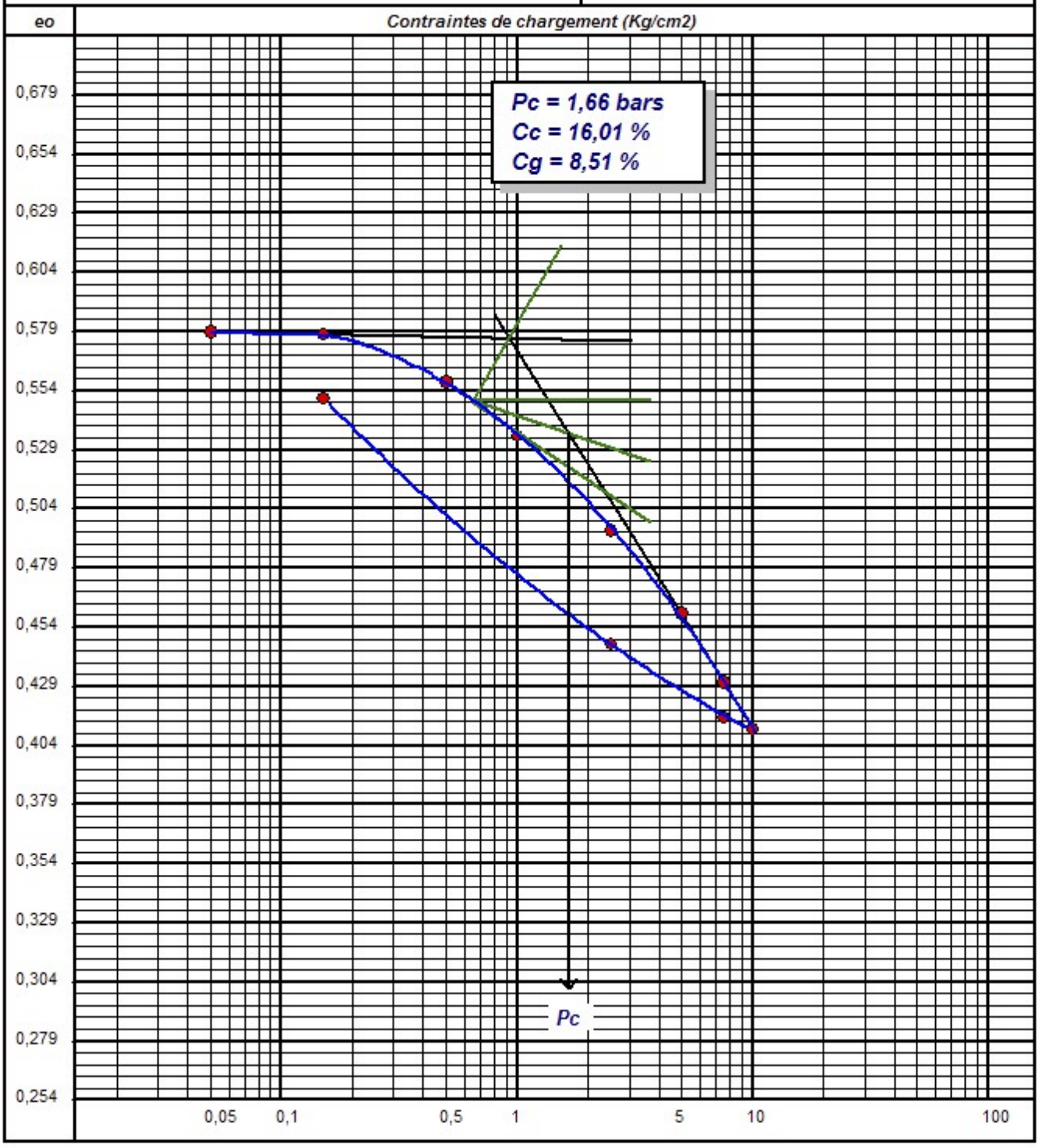


Programme: Soltests 2007 ©

RAPPORT D'ESSAI

ESSAI DE COMPRESSIBILITE A L'OEDOMETRIQUE : XP P 94-090-1

Etude : RETENUE SET'HA	Réf. Sondage : S1
N° Dossier :	Profondeur : 1,50/2,50 m
Lieu : Oued Troche	Date essais : Mars 2014
Client :	Nature : Limons graveleux

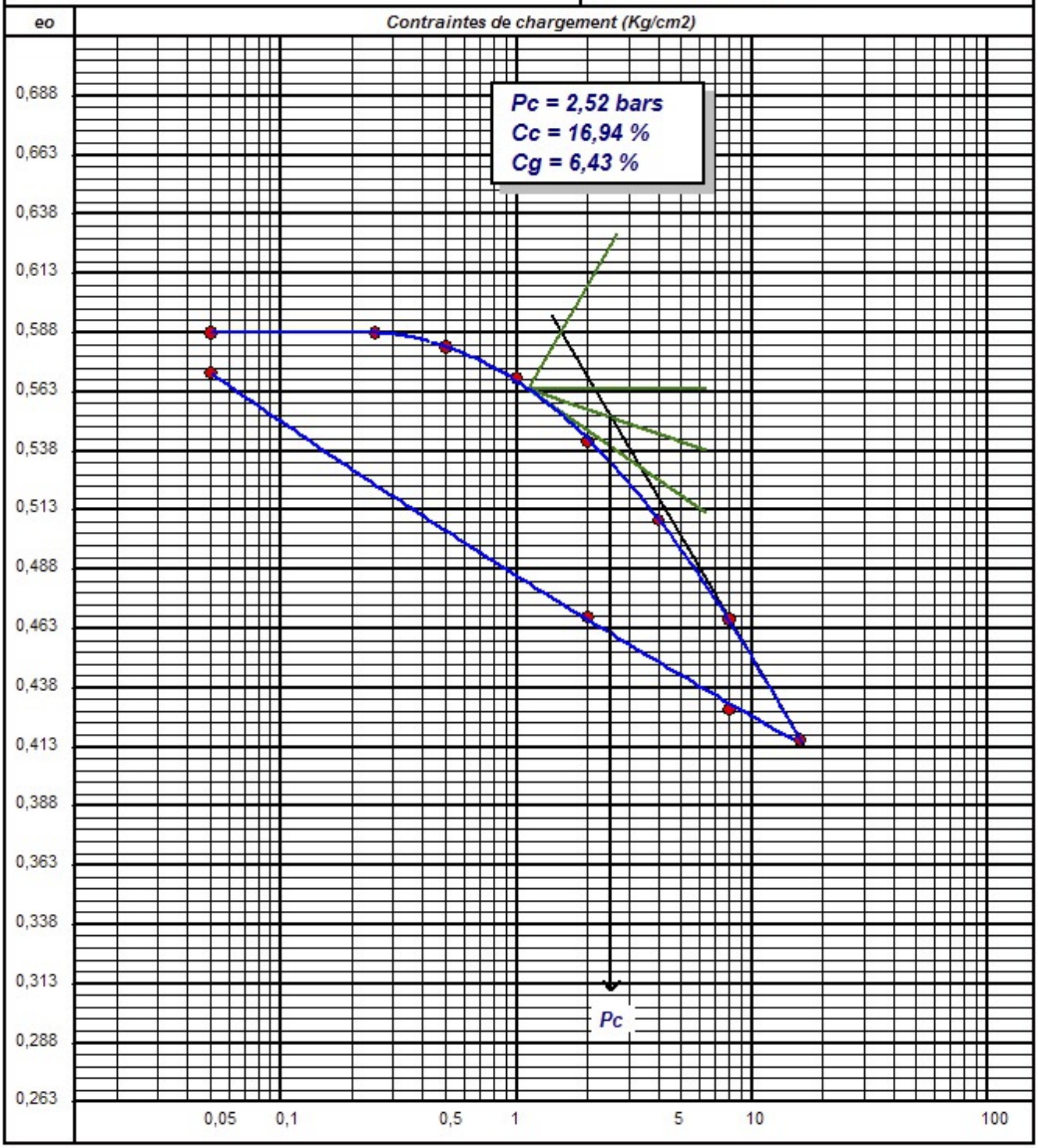


Programme: Soltests 2007 ©

RAPPORT D'ESSAI

ESSAI DE COMPRESSIBILITE A L'OEDOMETRIQUE : XP P 94-090-1

Etude : RETENUE SET'HA	Réf. Sondage : S2
N° Dossier :	Profondeur : 5,50/6,00 m
Lieu : Oued Troche	Date essais : Mars 2014
Client :	Nature : Argile graveleuse

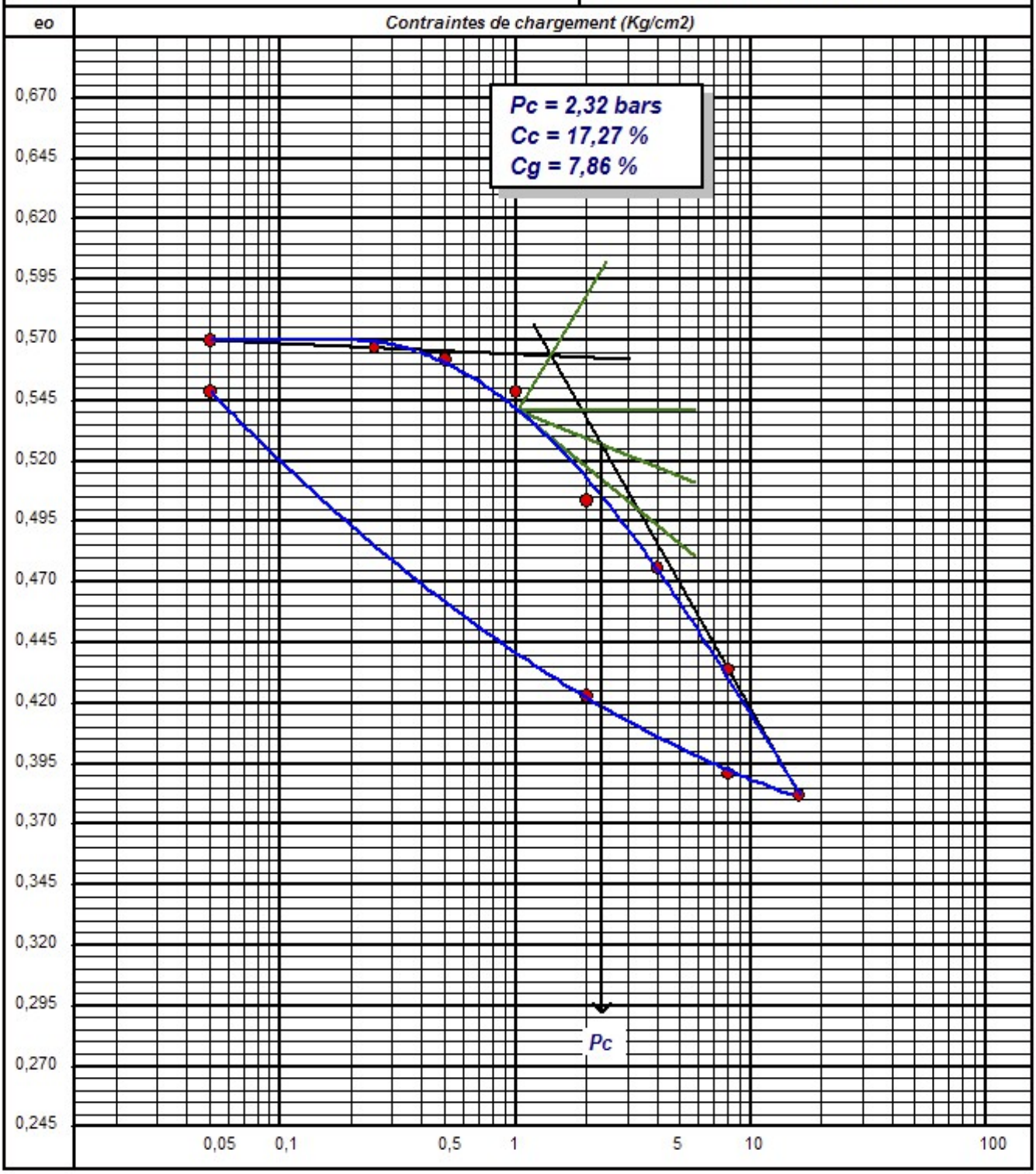


Programme: Soltests 2007 ©

RAPPORT D'ESSAI

ESSAI DE COMPRESSIBILITE A L'OEDOMETRIQUE : XP P 94-090-1

Etude : RETENUE SET'HA	Réf. Sondage : K6
N° Dossier :	Profondeur : 2,50/3,50 m
Lieu : M'daourouch	Date essais : Mars 2014
Client :	Nature : Argile marneuse rougeatre



Programme: Soltests 2007 ©

BEGAS	**Essai de perméabilité à l'œdomètre**		
			Date :
Dossier N° :		Sondage N° : S1	
Etude : Retenue collinaire Set'ha		Prof. : 0.50/1.50 m	
Lieu : Oued Aïn el Marican - Mdaourouch		Echantillon N° :	
Client : BET BOUAOUD		Nature apparente : Limons graveleux brun	
Caractéristiques du matériel		***Caractéristiques de l'éprouvette***	
• Diamètre du tube capillaire : Ø	3 mm	•	
• Section du tube capillaire : **s**	7,07. 10^{-6} m^2	• Teneur en eau initiale : **Wi**	9.5%
• Epaisseur de l'échantillon : **l**	1,77. 10^{-2} m	• Teneur en eau finale : **Wf**	
• Section de l'échantillon : **S**	1,96. 10^{-3} m^2	• Densité apparente initiale : $\wp$	1.54
• Charge appliquée : s_n	0,5 kg/cm^2	• Densité apparente finale : $\wp_{df}$	

Mesures & Calculs de k	**$k = [s\ l\ /\ S\ (t_2 - t_1)]\ .\ ln\ (h_1 - h_2)$**		
Charge hydraulique **: h (mm)**	***Temps*** : **t (sec)**	***Coefficient de perméabilité*** : **k (m/s)**	
500			**4,36.10^{-9}**
144	18000	4,42.10^{-9}	
6	64800	4.34.10^{-9}	
/	/	/	

BEGAS	**Essai de perméabilité à l'œdomètre**		
			Date :
Dossier N° :		Sondage N° : S1	
Etude : Retenue collinaire Set'ha		Prof. : 1.50/3.00	
Lieu : Oued Aïn el Marican - Mdaourouch		Echantillon N° :	
Client : BET BOUAOUD		Nature apparente : Limons graveleux clastique	
Caractéristiques du matériel		***Caractéristiques de l'éprouvette***	
• Diamètre du tube capillaire : Ø	3 mm	• Teneur en eau initiale : **Wi**	19.5%

• Section du tube capillaire : **s**	7,07. 10^{-6} m^2	• Teneur en eau finale : **Wf**	
• Epaisseur de l'échantillon : **l**	1,77. 10^{-2} m	• Densité apparente initiale : $\wp$	1.62
• Section de l'échantillon : **S**	1,96. 10^{-3} m^2	• Densité apparente finale : $\wp_{df}$	
• Charge appliquée : s_n	0,5 kg/cm^2		

Mesures & Calculs de k	**$k = [s\ l\ /\ S\ (t_2 - t_1)]\ .\ \ln (h_1/\ h_2)$**		
***Charge hydraulique* : h (mm)**	***Temps*** **: t (sec)**	***Coefficient de perméabilité*** **: k (m/s)**	
500			**$3.90.10^{-9}$**
154	18600	$4,04.10^{-9}$	
10	64000	$3.85.10^{-9}$	
/	/		

BEGAS	**Essai de perméabilité à l'œdomètre**		
			Date :
Dossier N° :		Sondage N° : S1	
Etude : Retenue collinaire Set'ha		Prof. : 6.00/7.50 m	
Lieu : Oued Aïn el Marican - Mdaourouch		Echantillon N° :	
Client : BET BOUAOUD		Nature apparente : Argile peu sableuse plastique	
Caractéristiques du matériel		***Caractéristiques de l'éprouvette***	
• Diamètre du tube capillaire : Ø	3 mm	•	
• Section du tube capillaire : **s**	7,07. 10^{-6} m^2	• Teneur en eau initiale : **Wi**	21.5%
• Epaisseur de l'échantillon : **l**	1,77. 10^{-2} m	• Teneur en eau finale : **Wf**	
• Section de l'échantillon : **S**	1,96. 10^{-3} m^2	• Densité apparente initiale : $\wp$	1.61
• Charge appliquée : s_n	0,5 kg/cm^2	• Densité apparente finale : $\wp_{df}$	

Mesures & Calculs de k	**$k = [s\ l\ /\ S\ (t_2 - t_1)]\ .\ \ln (h_1 - h_2)$**		
***Charge hydraulique* : h (mm)**	***Temps*** **: t (sec)**	***Coefficient de perméabilité*** **: k (m/s)**	
500			**$4,46.10^{-10}$**
445	18600	$4,00.10^{-10}$	
276	86400	$4.50.10^{-10}$	
241	104400	$4.81.10^{-10}$	

BEGAS	Essai de perméabilité à l'œdomètre		
			Date :
Dossier N° :		Sondage N° : S2	
Etude : Retenue collinaire Set'ha		Prof. : 1.50/2.50 m	
Lieu : Oued Aïn el Marican - Mdaourouch		Echantillon N° :	
Client : BET BOUAOUD		Nature apparente : Limons graveleux	
Caractéristiques du matériel		***Caractéristiques de l'éprouvette***	
• Diamètre du tube capillaire : Ø	3 mm	•	
• Section du tube capillaire : **s**	7,07. 10^{-6} m^2	• Teneur en eau initiale : **Wi**	7.4%
• Epaisseur de l'échantillon : **l**	1,77. 10^{-2} m	• Teneur en eau finale : **Wf**	
• Section de l'échantillon : **S**	1,96. 10^{-3} m^2	• Densité apparente initiale : $\wp$	1.52
• Charge appliquée : s_n	0,5 kg/cm^2	• Densité apparente finale : $\wp_{df}$	

Mesures & Calculs de k	**$k = [s\ l\ /\ S\ (t_2 - t_1)]\ .\ \ln\ (h_1 - h_2)$**		
Charge hydraulique **: h (mm)**	***Temps*** **: t (sec)**	***Coefficient de perméabilité*** **: k (m/s)**	
500			**$1{,}10.10^{-8}$**
113	9000	$1.06.10^{-8}$	
21	18000	$1.19.10^{-8}$	
1	36000	$1.08.10^{-8}$	

BEGAS	Essai de perméabilité à l'œdomètre		
			Date :
Dossier N° :		Sondage N° : S2	
Etude : Retenue collinaire Set'ha		Prof. : 3.50/4.50 m	
Lieu : Oued Aïn el Marican - Mdaourouch		Echantillon N° :	
Client : BET BOUAOUD		Nature apparente : Argile marneuse jaune	
Caractéristiques du matériel		***Caractéristiques de l'éprouvette***	
• Diamètre du tube capillaire : Ø	3 mm	• Teneur en eau initiale : **Wi**	11.8%
• Section du tube capillaire : **s**	7,07. 10^{-6} m^2	• Teneur en eau finale : **Wf**	
• Epaisseur de l'échantillon : **l**	1,77. 10^{-2} m	• Densité apparente initiale : $\wp$	1.72
• Section de l'échantillon : **S**	1,96. 10^{-3} m^2	• Densité apparente finale : $\wp_{df}$	
• Charge appliquée : s_n	0,5 kg/cm^2		

Mesures & Calculs de k	**$k = [s\ l\ /\ S\ (t_2 - t_1)]\ .\ \ln\ (h_1/\ h_2)$**		
Charge hydraulique **: h (mm)**	***Temps*** **: t (sec)**	***Coefficient de perméabilité*** **: k (m/s)**	
500			**$1{,}88.10^{-10}$**
480	21600	$1.21.10^{-10}$	
398	86400	$1.85.10^{-10}$	
291	183600	$2.06.10^{-10}$	

BEGAS	Essai de perméabilité à l'œdomètre

			Date :
Dossier N° :		Sondage N° : S2	
Etude : Retenue collinaire Set'ha		Prof. : 5.50/6.00 m	
Lieu : Oued Aïn el Marican - Mdaourouch		Echantillon N° :	
Client : BET BOUAOUD		Nature apparente : Argile sablo-graveleuse	
Caractéristiques du matériel		***Caractéristiques de l'éprouvette***	
• Diamètre du tube capillaire : Ø	3 mm	•	
• Section du tube capillaire : **s**	7,07. 10^{-6} m^2	• Teneur en eau initiale : **Wi**	13.2%
• Epaisseur de l'échantillon : **l**	1,77. 10^{-2} m	• Teneur en eau finale : **Wf**	
• Section de l'échantillon : **S**	1,96. 10^{-3} m^2	• Densité apparente initiale : $\wp$	1.68
• Charge appliquée : S_n	0,5 kg/cm^2	• Densité apparente finale : $\wp_{df}$	

Mesures & Calculs de k	**$k = [s\ l\ /\ S\ (t_2 - t_1)]\ .\ \ln\ (h_1 - h_2)$**		
Charge hydraulique **: h (mm)**	***Temps*** : **t (sec)**	***Coefficient de perméabilité*** : **k (m/s)**	
500			**$2{,}42.10^{-9}$**
291	18000	$1.92.10^{-9}$	
1	86400	$2.55.10^{-9}$	
/	/	/	

BEGAS	**Essai de perméabilité à l'œdomètre**		
			Date :
Dossier N° :		Sondage N° : K6	
Etude : Retenue collinaire Set'ha		Prof. : 1.50/2.00 m	
Lieu : Oued Aïn el Marican		Echantillon N° :	
Client : BET BOUAOUD		Nature apparente : Limons graveleux bruns a inclusions	
Caractéristiques du matériel		***Caractéristiques de l'éprouvette***	
• Diamètre du tube capillaire : Ø	3 mm	•	
• Section du tube capillaire : **s**	7,07. 10^{-6} m^2	• Teneur en eau initiale : **Wi**	18.23%
• Epaisseur de l'échantillon : **l**	1,77. 10^{-2} m	• Teneur en eau finale : **Wf**	
• Section de l'échantillon : **S**	1,96. 10^{-3} m^2	• Densité apparente initiale : $\wp$	1.64
• Charge appliquée : S_n	0,5 kg/cm^2	• Densité apparente finale : $\wp_{df}$	

Mesures & Calculs de k	$k = [s\ l\ /\ S\ (t_2 - t_1)]\ .\ \ln\ (h_1 - h_2)$		
***Charge hydraulique* : h (mm)**	***Temps* : t (sec)**	***Coefficient de perméabilité* : k (m/s)**	
500			**$1{,}08.10^{-7}$**
115	900	$1{,}04.10^{-7}$	
24	1800	$1{,}11.10^{-7}$	
\			

BEGAS	**Essai de perméabilité à l'œdomètre**		
			Date :
Dossier N° :		Sondage N° : K6	
Etude : Retenue collinaire Set'ha		Prof. : 2.50/3.50	
Lieu : Oued Aïn el Marican		Echantillon N° :	
Client : BET BOUAOUD		Nature apparente : Argile marneuse rougeâtre	
Caractéristiques du matériel		***Caractéristiques de l'éprouvette***	
• Diamètre du tube capillaire : Ø	3 mm	• Teneur en eau initiale : **Wi**	15.7%
• Section du tube capillaire : **s**	$7{,}07.\ 10^{-6}\ m^2$	• Teneur en eau finale : **Wf**	
• Epaisseur de l'échantillon : **l**	$1{,}77.\ 10^{-2}$ m	• Densité apparente initiale : $\wp$	1.69
• Section de l'échantillon : **S**	$1{,}96.\ 10^{-3}\ m^2$	• Densité apparente finale : $\wp_{df}$	
• Charge appliquée : s_n	0,5 kg/cm^2		

Mesures & Calculs de k	$k = [s\ l\ /\ S\ (t_2 - t_1)]\ .\ \ln\ (h_1 / h_2)$		
***Charge hydraulique* : h (mm)**	***Temps* : t (sec)**	***Coefficient de perméabilité* : k (m/s)**	
500			**$6{,}88.10^{-10}$**
421	18000	$6{,}10.10^{-10}$	
342	36000	$7{,}37.10^{-10}$	
251	64000	$7{,}07.10^{-10}$	

ANNEXES

ZONE D'EMRUNT

(CUVETTE)

CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES DES ECHANTILLONS - ZONE D'EMRUNT

ETUDE :
N°Dossier :
LIEU :
CLIENT :

Réf : k1

COORDONNEES : X = Y =
Z =
Date d'éxecution :

Profondeur (m)	Coupe Lithologique	DESCRIPTION GEOTECHNIQUE	Profondeur Echantillon	Granulométrie			Essais d'identification					Proctor		Indice CBR	Classification LCPC
				< 2mm (%)	< 80 µ (%)	< 2 µ (%)	γ_d (g/cm^3)	W_N (%)	W_L (%)	IP (%)	IC	W_{opt} (%)	γ_{opt} (g/cm^3)		
0,5		Terre végétale													
		0,30													
1,0		Limons sableux													
		1,00	1,00												
1,5			1,50		47,00		1,61	12,48	43,00	22,00	1,39	16,60	1,74		
2,0		Argile sablo-graveleuse brune													
2,5															
3,0															
3,5		3,50													
4,0															
4,5															
5,0															

Programme: Soltests 2007 ®

Ct	0.169	0.166	0.161	0.152	0.157
Cg	0.062	0.076	0.051	0.037	0.046
K	$2{,}28.\ 10^{-9}$	$3{,}06.\ 10^{-9}$	$1{,}99.\ 10^{-9}$	$2{,}97.\ 10^{-9}$	$1{,}81.\ 10^{-10}$
W_{opn}	16.6%	15.1%	15.7%	16.5%	16.3%
$\wp_{dmax}$	1.74	1.75	1.69	1.65	1.73
Ø<80µ	47.4%	48.7%	49%	45.8%	43.8%

ETUDE : RETENUE COLLINAIRE
N°Dossier :
LIEU : Oued Troche
CLIENT :

Réf : k5

COORDONNEES : X = Y =
Z =
Date d'éxecution :

Profondeur (m)	Coupe Lithologique	DESCRIPTION GEOTECHNIQUE	Profondeur Echantillon	Granulométrie			Essais d'identification					Proctor		Indice CBR	Classification LCPC
				< 2mm (%)	< 80 µ (%)	< 2 µ (%)	γa (g/cm³)	W_N (%)	W_L (%)	IP (%)	IC	W_{opt} (%)	γ_{opt} (g/cm³)		
0,0		Terre végétale													
		0,30													
0,5		Limons sableux													
1,0		1,00	1,00												
1,5			2,00		47,00		1,65	13,90	43,00	22,00	1,32	16,30	1,73		
2,0		Argile graveleuse													
2,5															
3,0															
3,5		3,50													
4,0															
4,5															
5,0															

Programme: Soltests 2007 ®

ETUDE : RETENUE COLLINAIRE
N°Dossier :
LIEU : Oued Troche
CLIENT :

Réf : k4

COORDONNEES : X = Y =
Z =
Date d'éxecution :

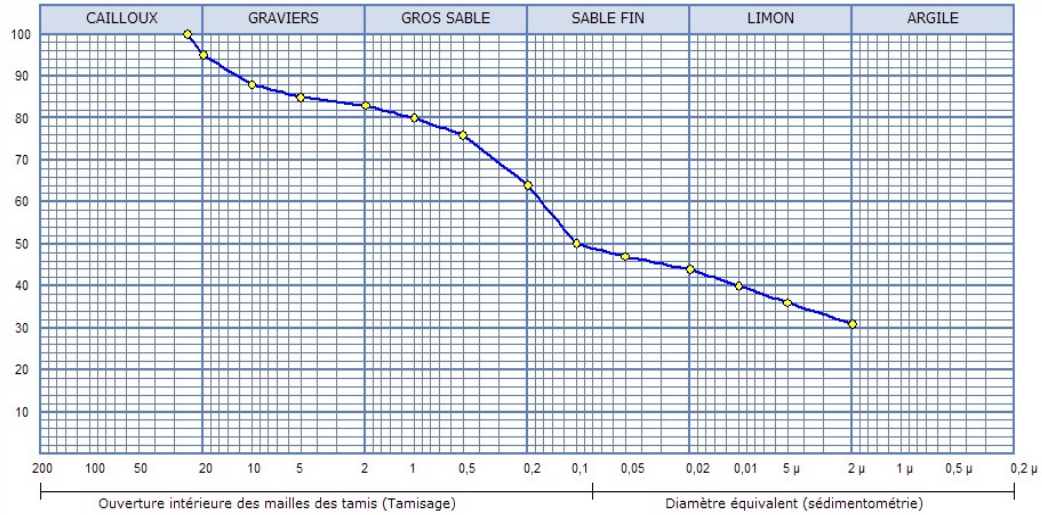
Profondeur (m)	Coupe Lithologique	DESCRIPTION GEOTECHNIQUE	Profondeur Echantillon	Granulométrie			Essais d'identification					Proctor		Indice CBR	Classification LCPC
				< 2mm (%)	< 80 µ (%)	< 2 µ (%)	γa (g/cm³)	W_N (%)	W_L (%)	IP (%)	IC	W_{opt} (%)	γ_{opt} (g/cm³)		
0,0		Terre végétale													
		0,30													
0,5		Argile sableuse rougeatre													
1,0															
1,5		1,50													
2,0			2,00		45,00		1,59	14,71	44,00	24,00	1,22	16,50	1,65		
2,5		Argile sableuse a graveleuse	2,50												
3,0															
3,5		3,50													
4,0															
4,5															
5,0															

Programme: Soltests 2007 ®

Projet : RETENUE SET'HA
CLIENT :
Localisation : M'daourouch
Date essai : Mars 2014

ANALYSE GRANULOMETRIQUE Selon NFP 94-056

k3:Argile sableuse: 1.50/2.00m



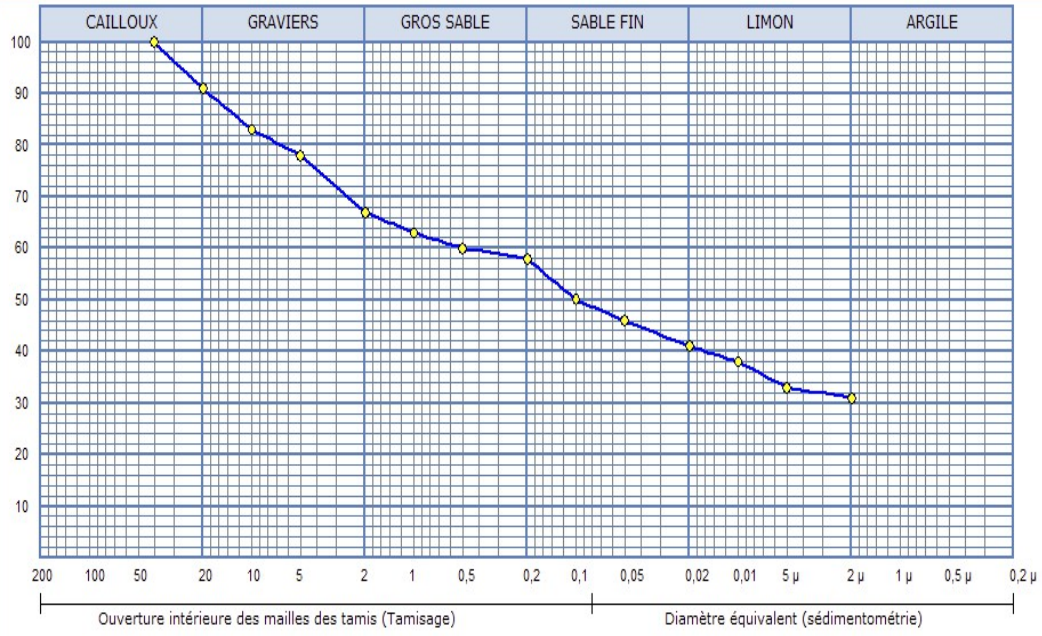
Echantillon	< 80 µ (%)	LIMITES D'ATTERBERG			Classificat°
		W.L (%)	W.P (%)	I.P (%)	
	49,03 %	48,31 %	25,18 %	23,13 %	SA

Programme: Soltests 2007 ®

Projet : RETENUE SET'HA
CLIENT :
Localisation : M'daourouch
Date essai : Mars 2014

ANALYSE GRANULOMETRIQUE Selon NFP 94-056

k2:Argile graveleuse : 1.00/2.00m



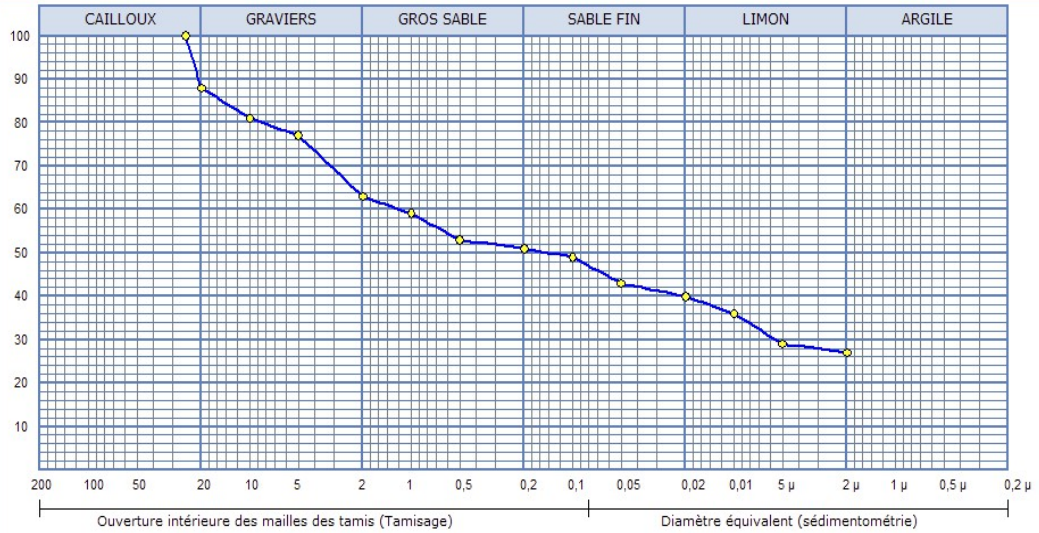
Echantillon	< 80 µ (%)	LIMITES D'ATTERBERG			Classificat°
		W.L (%)	W.P (%)	I.P (%)	
	48,71 %	53,05 %	22,75 %	30,3 %	SA

Programme: Soltests 2007 ®

Projet : RETENUE SET'HA
CLIENT :
Localisation : M'daourouch
Date essai : Mars 2014

ANALYSE GRANULOMETRIQUE Selon NFP 94-056

k5:Argile graveleuse : 1.00/2.00m



Echantillon	< 80 µ (%)	LIMITES D'ATTERBERG			Classificat°
		W.L (%)	W.P (%)	I.P (%)	
	47,07 %	43,83 %	22,04 %	21,79 %	GA

Programme: Soltests 2007 ®

Projet : RETENUE SET'HA
CLIENT :
Localisation : M'daourouch
Date essai : Mars 2014

ANALYSE GRANULOMETRIQUE Selon NFP 94-056

k4:Argile sableuse a graveleuse : 2.00/2.50m

Echantillon	< 80 µ (%)	LIMITES D'ATTERBERG			Classificat°
		W.L (%)	W.P (%)	I.P (%)	
	45,75 %	44,11 %	19,88 %	24,23 %	SA

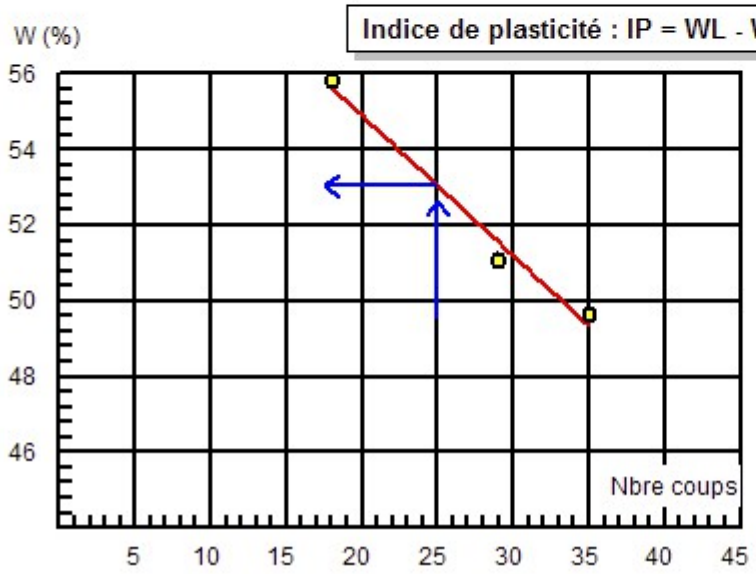
Programme: Soltests 2007 ®

RAPPORT D'ESSAI

LIMITES D'ATTERBERG: NF P 94 - 51

Etude : RETENUE SET'HA	Réf : K2
N° Dossier :	Profondeur : 1.00/2.00m
Lieu : Oued Troche	Nature : Argile graveleuse plastique
Client:	Date essais : Mars 2014

Indice de plasticité : IP = WL - WP = 30,3%

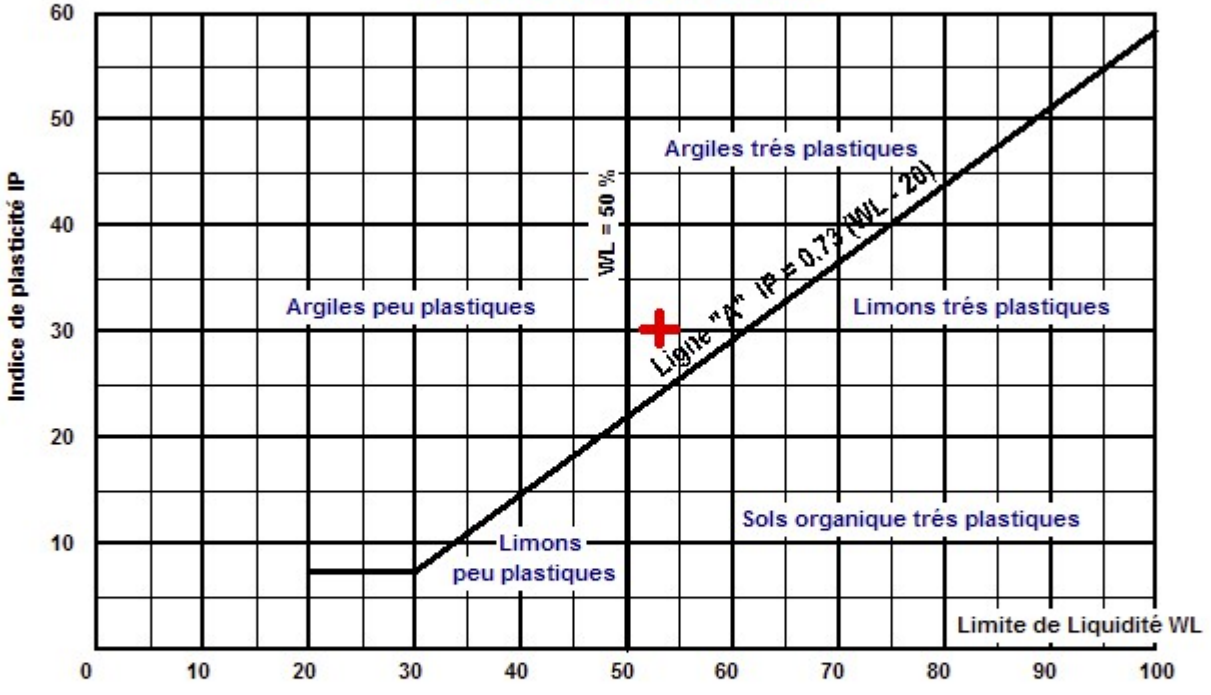


Essai N°	W (%)
1	23,05
2	22,85
3	22,36

Limite de Plasticité WP = 22,75 %

Limite de Liquidité (WL) = 53,05 %

ABAQUE DE CASAGRANDE



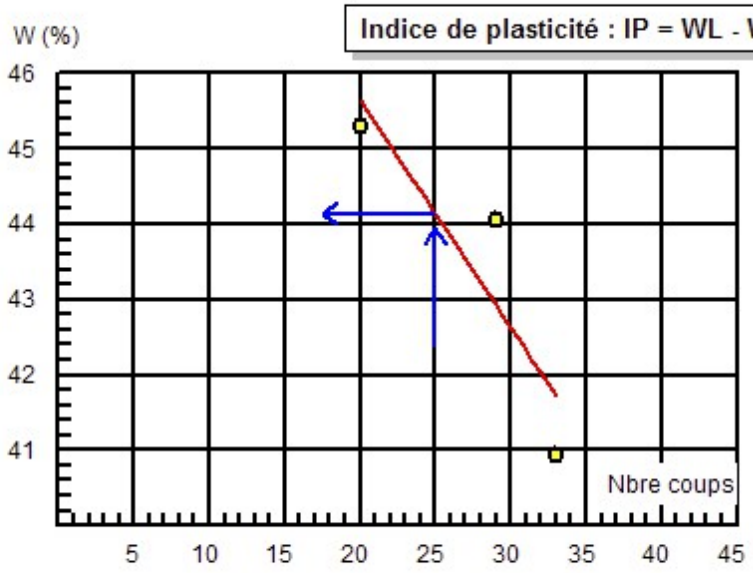
Programme: Soltests 2007 ®

RAPPORT D'ESSAI

LIMITES D'ATTERBERG: NF P 94 - 51

Etude : RETENUE SET'HA	Réf : k4
N° Dossier :	Profondeur : 2.00/2.50m
Lieu : Oued Troche	Nature : Argile sableuse a graveleuse
Client:	Date essais : Mars 2014

Indice de plasticité : IP = WL - WP = 24,26%

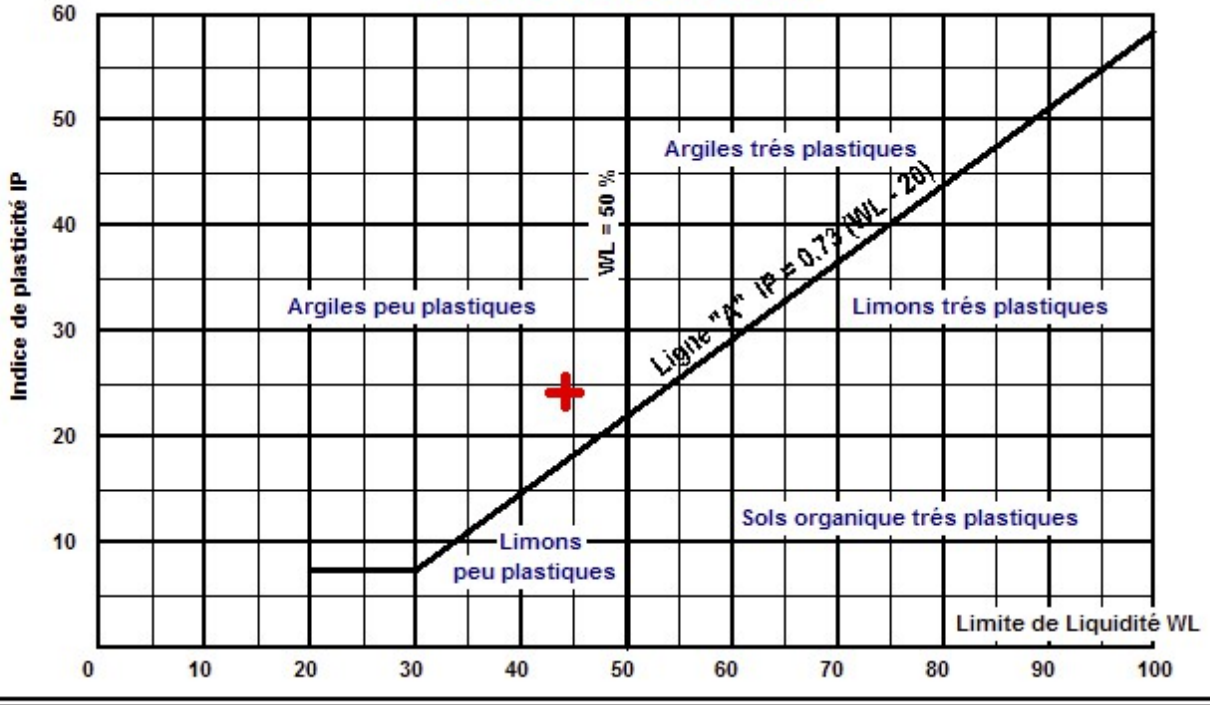


Essai N°	W (%)
1	19,8
2	21,54
3	18,3

Limite de Plasticité WP = 19,88 %

Limite de Liquidité (WL) = 44,14 %

ABAQUE DE CASAGRANDE



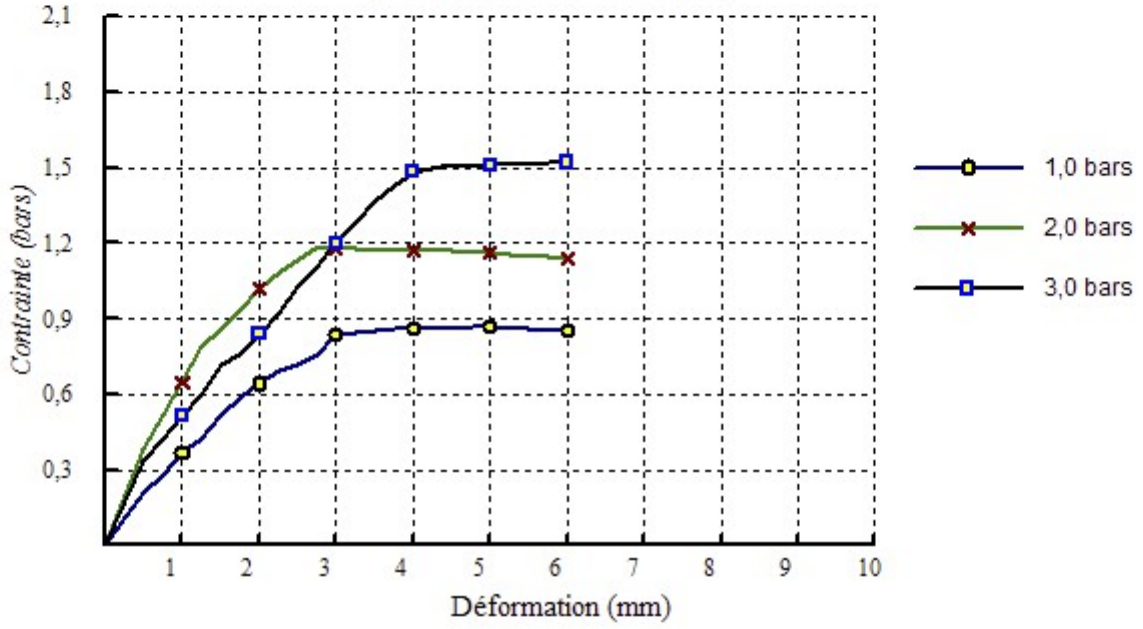
Programme: Soltests 2007 ®

RAPPORT D'ESSAI

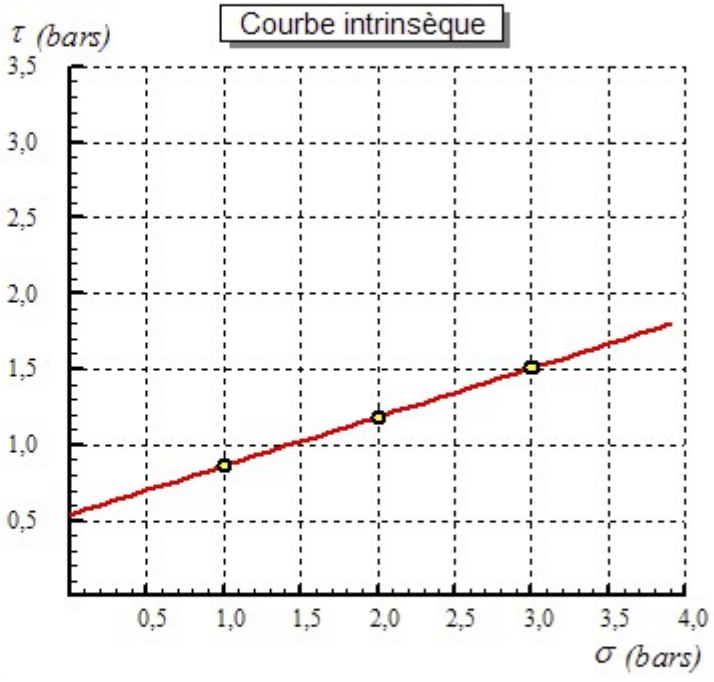
ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE: NF P94-071-1 Août 1994

Etude : RETENUE SET'HA	Type d'essai : UU
Dossier N° :	Vitesse de cisaillement : 0,9 mm/mn
N° Sond : K1	Date début essais : Mars 2014
Prof : 1.00/1.50 m	Date fin essais :
Nature sol : Argile sablo-graveleuse brune	

Contrainte / Déformation



Courbe intrinsèque



Cohésion = 0,54 bars
Frottement = 17,87 degrès

σ_1 = 1,0 bars ---> τ_1 = 0,86
σ_2 = 2,0 bars ---> τ_2 = 1,18
σ_3 = 3,0 bars ---> τ_3 = 1,51

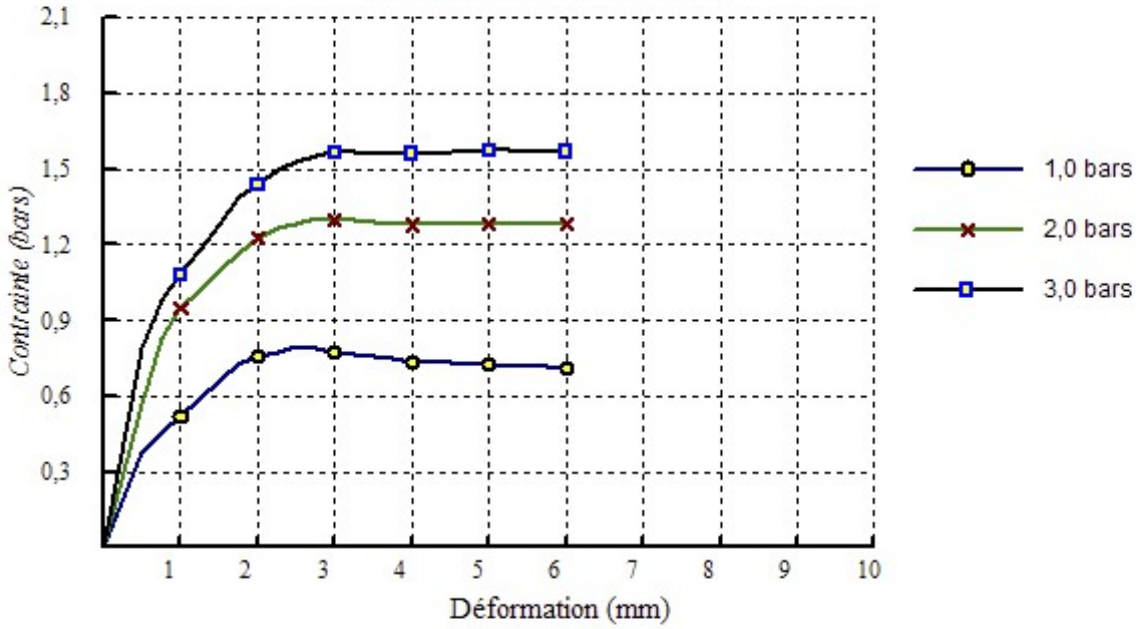
Programme: Soltests 2007 ©

RAPPORT D'ESSAI

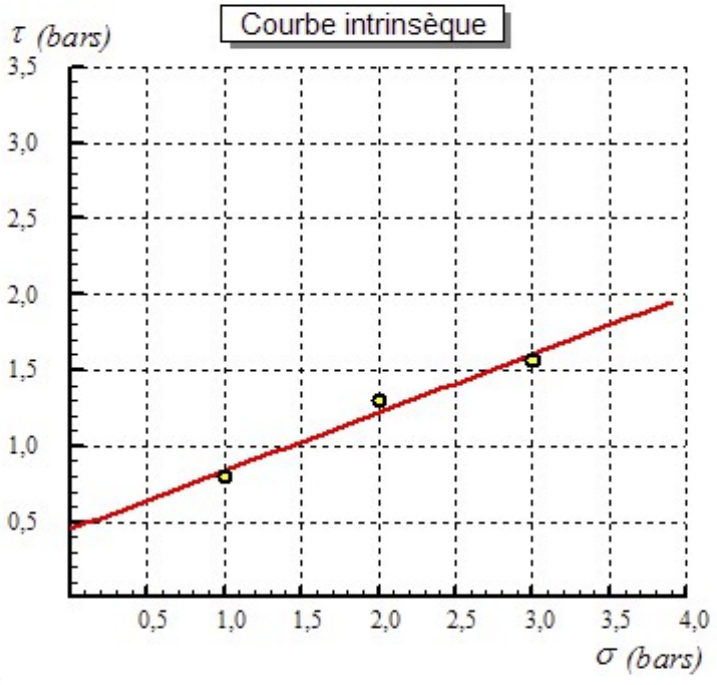
ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE: NF P94-071-1 Août 1994

Etude : RETENUE SETHA	Type d'essai : UU
Dossier N° :	Vitesse de cisaillement : 0,9 mm/mn
N° Sond : K3	Date début essais : Mars 2014
Prof : 1.50/2.00 m	Date fin essais :
Nature sol : Argile sableuse saturée	

Contrainte / Déformation



Courbe intrinsèque



Cohésion = 0,45 bars
Frottement = 21,08 degrès

σ_1 = 1,0 bars ---> τ_1 = 0,80
σ_2 = 2,0 bars ---> τ_2 = 1,30
σ_3 = 3,0 bars ---> τ_3 = 1,57

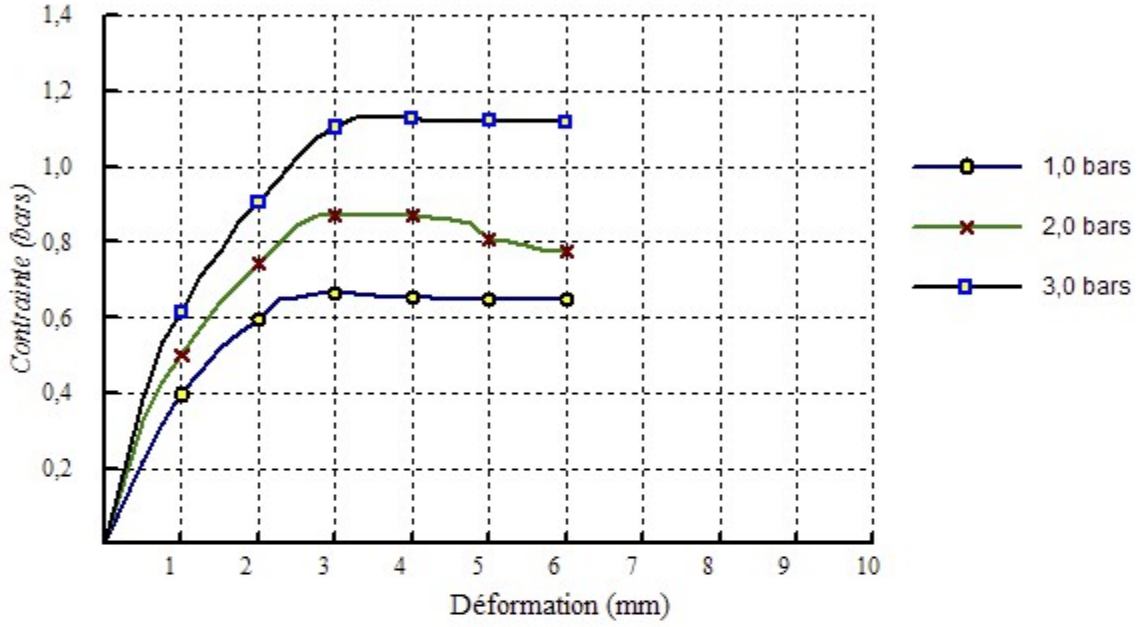
Programme: Soltests 2007 ©

RAPPORT D'ESSAI

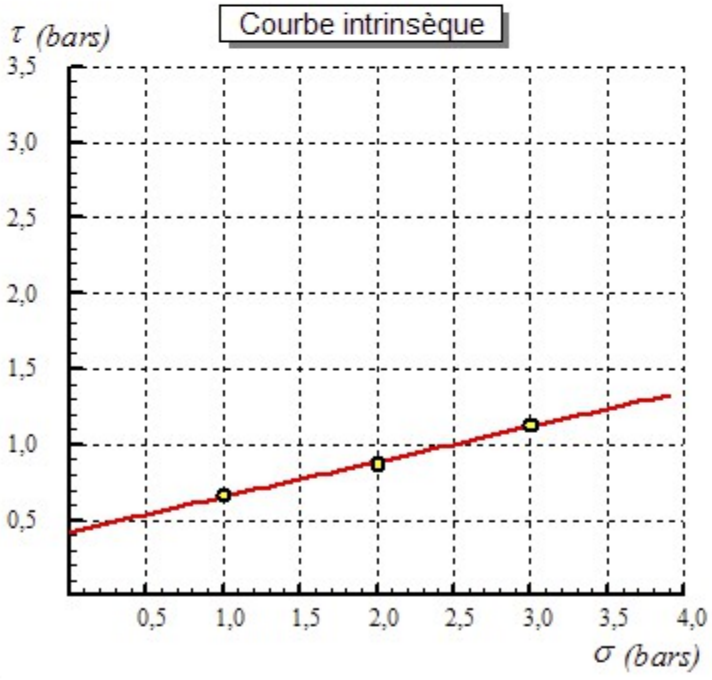
ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE: NF P94-071-1 Août 1994

Etude : RETENUE SET'HA	Type d'essai : UU
Dossier N° :	Vitesse de cisaillement : 0,9 mm/mn
N° Sond : K5	Date début essais : Mars 2014
Prof : 1.0 à 2.0 m	Date fin essais :
Nature sol : Argile graveleuse plastique	

Contrainte / Déformation



Courbe intrinsèque



Cohésion = 0,42 bars
Frottement = 13,12 degrès

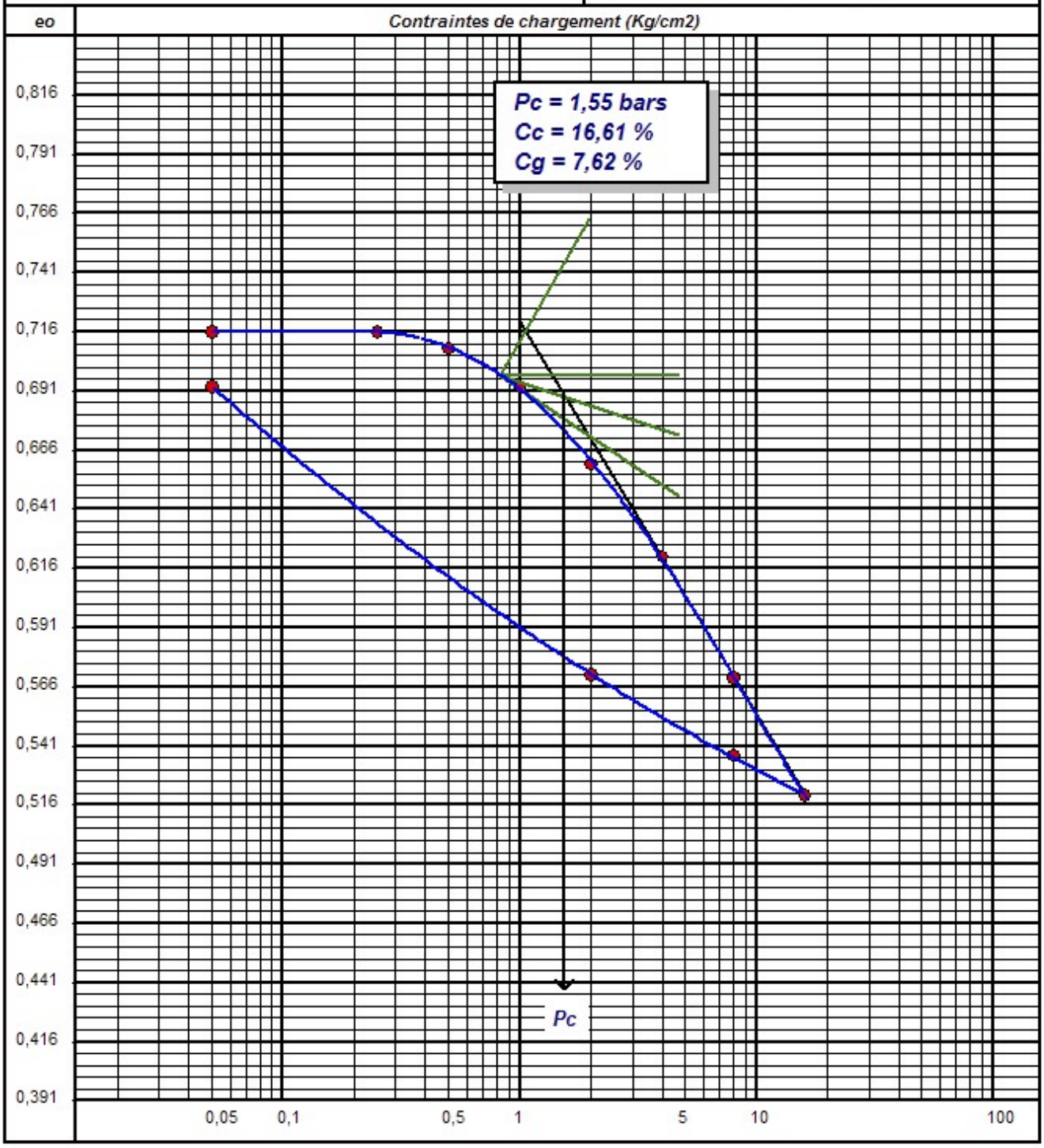
σ_1 = 1,0 bars ---> τ_1 = 0,66
σ_2 = 2,0 bars ---> τ_2 = 0,87
σ_3 = 3,0 bars ---> τ_3 = 1,13

Programme: Soltests 2007 ©

RAPPORT D'ESSAI

ESSAI DE COMPRESSIBILITE A L'OEDOMETRIQUE : XP P 94-090-1

Etude : RETENUE SET'HA	Réf. Sondage : K2
N° Dossier :	Profondeur : 1,00/2,00 m
Lieu : Oued Troche	Date essais : Mars 2014
Client :	Nature : Argile graveleuse plastique

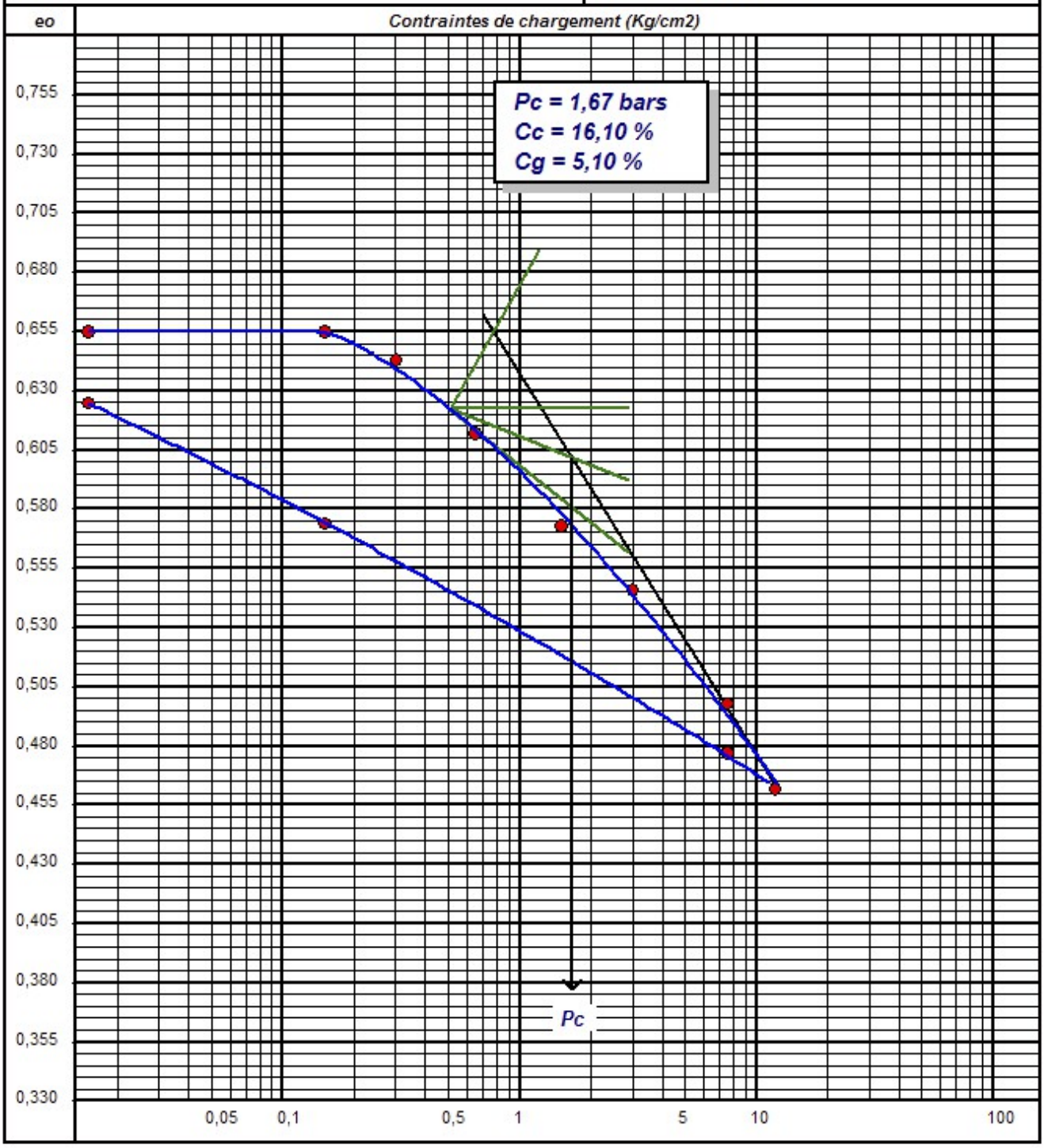


Programme: Soltests 2007 ©

RAPPORT D'ESSAI

ESSAI DE COMPRESSIBILITE A L'OEDOMETRIQUE : XP P 94-090-1

Etude : RETENUE SET'HA	Réf. Sondage : K3
N° Dossier :	Profondeur : 1,50/2,00 m
Lieu : Oued Troche	Date essais : Mars 2014
Client :	Nature : argile sableuse

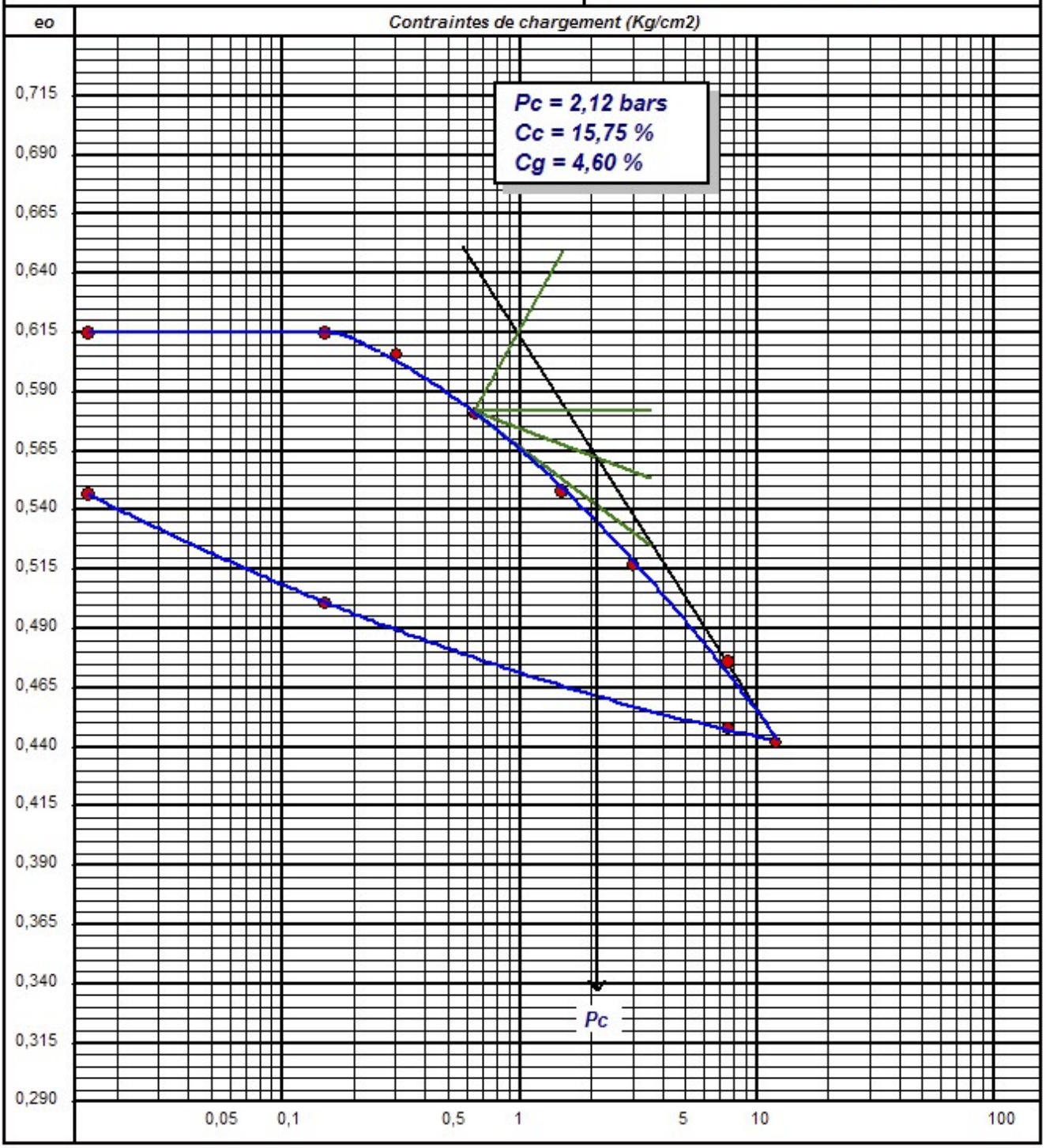


Programme: Soltests 2007 ©

RAPPORT D'ESSAI

ESSAI DE COMPRESSIBILITE A L'OEDOMETRIQUE : XP P 94-090-1

Etude : RETENUE SET'HA	Réf. Sondage : k5
N° Dossier :	Profondeur : 1,00/2,00 m
Lieu : Oued Troche	Date essais : Mars 2014
Client :	Nature : Argile graveleuse plastique



Programme: Soltests 2007 ©

BEGAS	**Essai de perméabilité à l'œdomètre**		
			Date :
Dossier N° :		Sondage N° : k1	
Etude : Retenue collinaire Set'ha		Prof. : 1.00/1.50 m	
Lieu : Oued Aïn el Marican - Mdaourouch		Echantillon N° :	
Client :		Nature apparente : Argile sablo-graveleuse brune	
Caractéristiques du matériel		***Caractéristiques de l'éprouvette***	
• Diamètre du tube capillaire : Ø	3 mm	•	
• Section du tube capillaire : **s**	7,07. 10^{-6} m^2	• Teneur en eau initiale : **Wi**	12.5%
• Epaisseur de l'échantillon : **l**	1,77. 10^{-2} m	• Teneur en eau finale : **Wf**	
• Section de l'échantillon : **S**	1,96. 10^{-3} m^2	• Densité apparente initiale : $\wp$	1.61
• Charge appliquée : s_n	0,5 kg/cm^2	• Densité apparente finale : $\wp_{df}$	

Mesures & Calculs de k	**$k = [s\ l\ /\ S\ (t_2 - t_1)]\ .\ \ln\ (h_1 - h_2)$**		
***Charge hydraulique* : h (mm)**	***Temps* : t (sec)**	***Coefficient de perméabilité* : k (m/s)**	
500			**$2.28.10^{-9}$**
255	18000	$2.39.10^{-9}$	
23	86400	$2.25.10^{-9}$	

BEGAS	**Essai de perméabilité à l'œdomètre**		
			Date :
Dossier N° :		Sondage N° : K2	
Etude : Retenue collinaire Set'ha		Prof. : 1.00/2.00m	
Lieu : Oued Aïn el Marican - Mdaourouch		Echantillon N° :	
Client : BET BOUAOUD		Nature apparente : Argile graveleuse	
Caractéristiques du matériel		***Caractéristiques de l'éprouvette***	
• Diamètre du tube capillaire : Ø	3 mm	• Teneur en eau initiale : **Wi**	16.5%
• Section du tube capillaire : **s**	7,07. 10^{-6} m^2	• Teneur en eau finale : **Wf**	
• Epaisseur de l'échantillon : **l**	1,77. 10^{-2} m	• Densité apparente initiale : $\wp$	1.57
• Section de l'échantillon : **S**	1,96. 10^{-3} m^2	• Densité apparente finale : $\wp_{df}$	
• Charge appliquée : s_n	0,5 kg/cm^2		

Mesures & Calculs de k	**$k = [s\ l\ /\ S\ (t_2 - t_1)]\ .\ \ln\ (h_1/\ h_2)$**		
***Charge hydraulique* : h (mm)**	***Temps* : t (sec)**	***Coefficient de perméabilité* : k (m/s)**	
500			
165	18000	$3.93.10^{-9}$	

RAPPORT D'ESSAI

ESSAI PROCTOR : NF P94-093 Octobre 1999

Etude : RETENUE SETHA	Réf.: k1
N°Dossier :	Profondeur : 0.50/1.50 m
Lieu :	Nature : Argile sablo-graveleuse brune
Client :	Type Essai : PROCTOR Normal
Date essai :	Type Moule : Moule Proctor

γ_d max = 1,70 (t/m3)
Wopm = 17,3 (%)

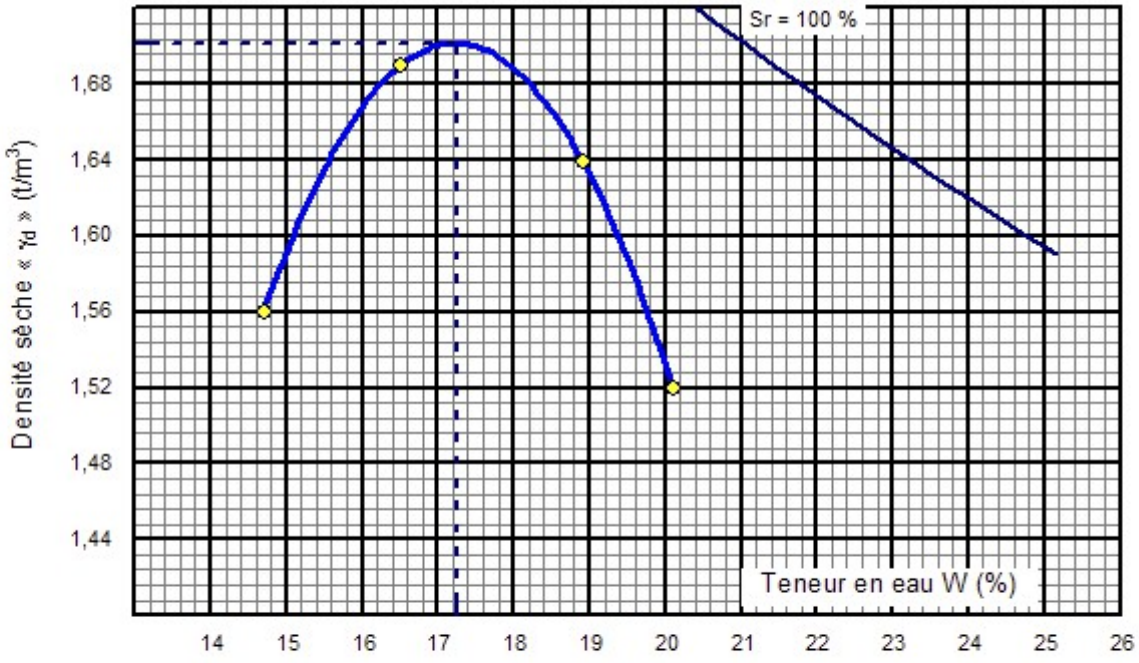


TABLEAU DES RESULTATS DES ESSAIS DE COMPACTAGE

W (%)	*14,7*	*16,5*	*18,9*	*20,1*				
Densité (T/m3)	*1,56*	*1,69*	*1,64*	*1,52*				

Programme: Soltests 2007 ©

RAPPORT D'ESSAI

ESSAI PROCTOR : NF P94-093 Octobre 1999

Etude : RETENUE SET'HA	Réf.: k2
N°Dossier :	Profondeur : 1.00/2.00m
Lieu :	Nature : Argile graveleuse plastique
Client :	Type Essai : PROCTOR Normal
Date essai :	Type Moule : Moule Proctor

γ_d max = 1,75 (t/m3)
Wopm = 15,1 (%)

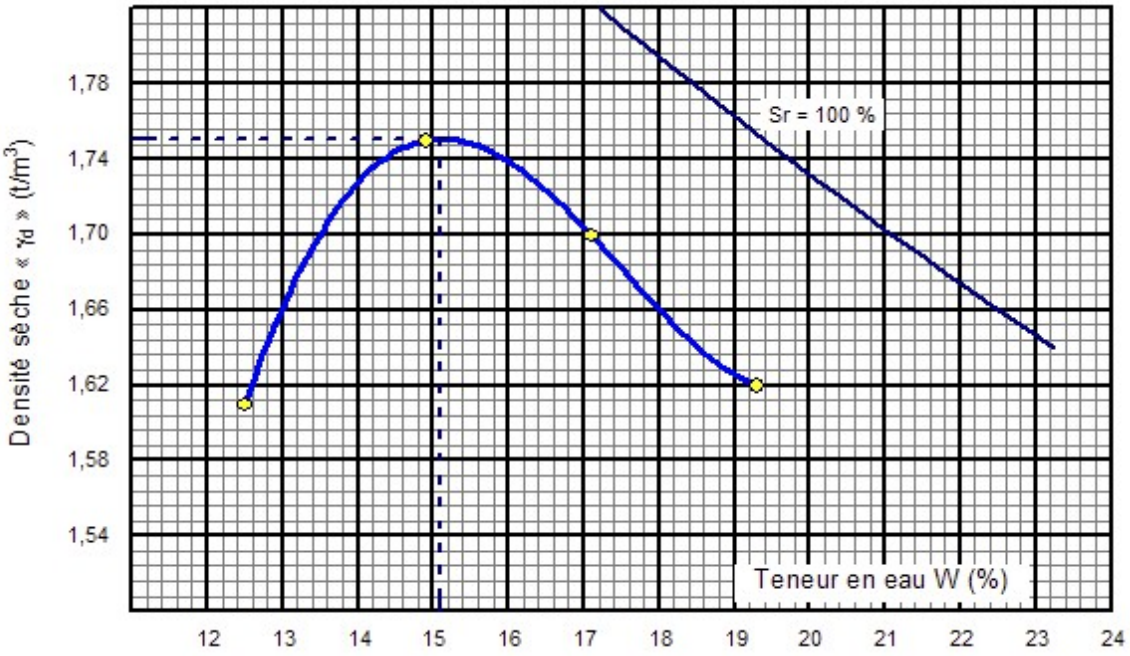


TABLEAU DES RESULTATS DES ESSAIS DE COMPACTAGE

W (%)	*12,5*	*14,9*	*17,1*	*19,3*				
Densité (T/m3)	*1,61*	*1,75*	*1,7*	*1,62*				

Programme: Soltests 2007 ©

RAPPORT D'ESSAI

ESSAI PROCTOR : NF P94-093 Octobre 1999

Etude : RETENUE SET'HA	Réf.: k4
N°Dossier :	Profondeur : 2.00/2.50m
Lieu :	Nature : Argile sableuse a graveleuse
Client :	Type Essai : PROCTOR Normal
Date essai : Mars 2014	Type Moule : Moule Proctor

γ_d max = 1,71 (t/m3)
Wopm = 16,5 (%)

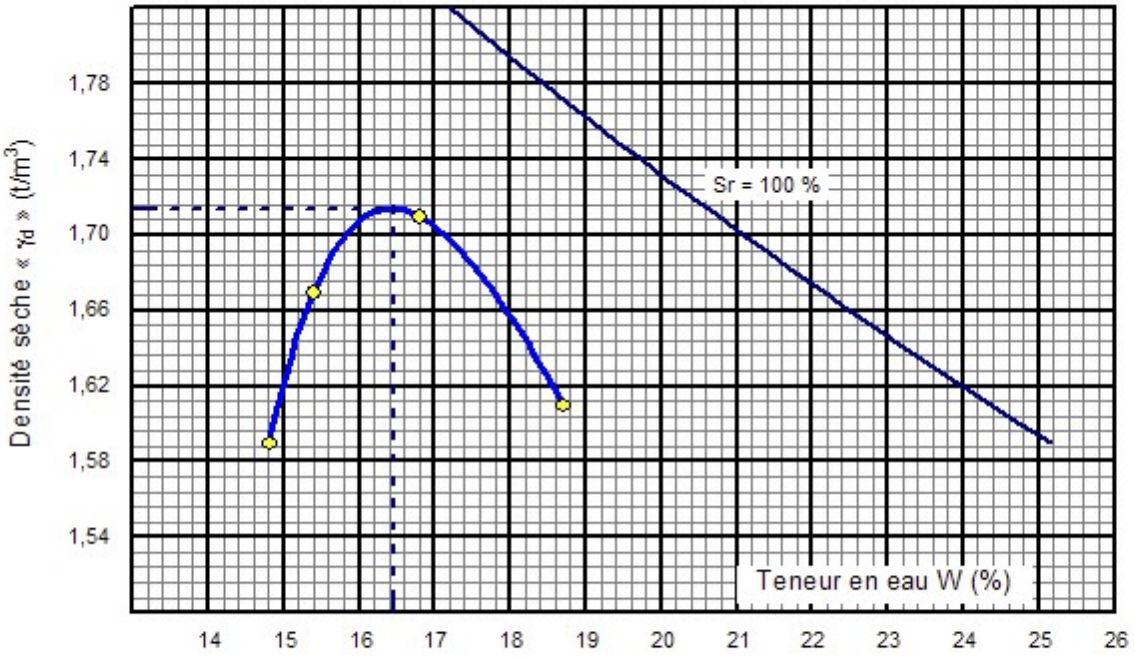


TABLEAU DES RESULTATS DES ESSAIS DE COMPACTAGE

W (%)	*14,8*	*15,4*	*16,8*	*18,7*				
Densité (T/m3)	*1,59*	*1,67*	*1,71*	*1,61*				

Programme: Soltests 2007 ©

RAPPORT D'ESSAI

ESSAI PROCTOR : NF P94-093 Octobre 1999

Etude : RETENUE SETHA	Réf.: k5
N°Dossier :	Profondeur : 1.00/2.00m
Lieu :	Nature : Argile graveleuse
Client :	Type Essai : PROCTOR Normal
Date essai : Mars 2014	Type Moule : Moule Proctor

γ_d max = 1,73 (t/m3)
Wopm = 16,3 (%)

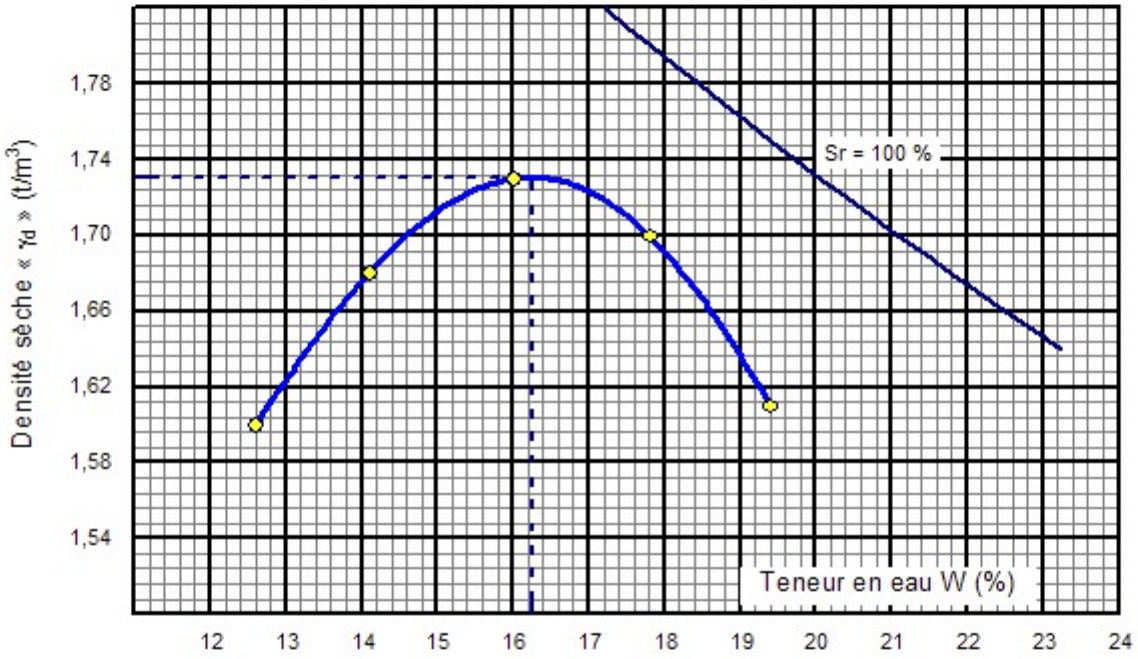
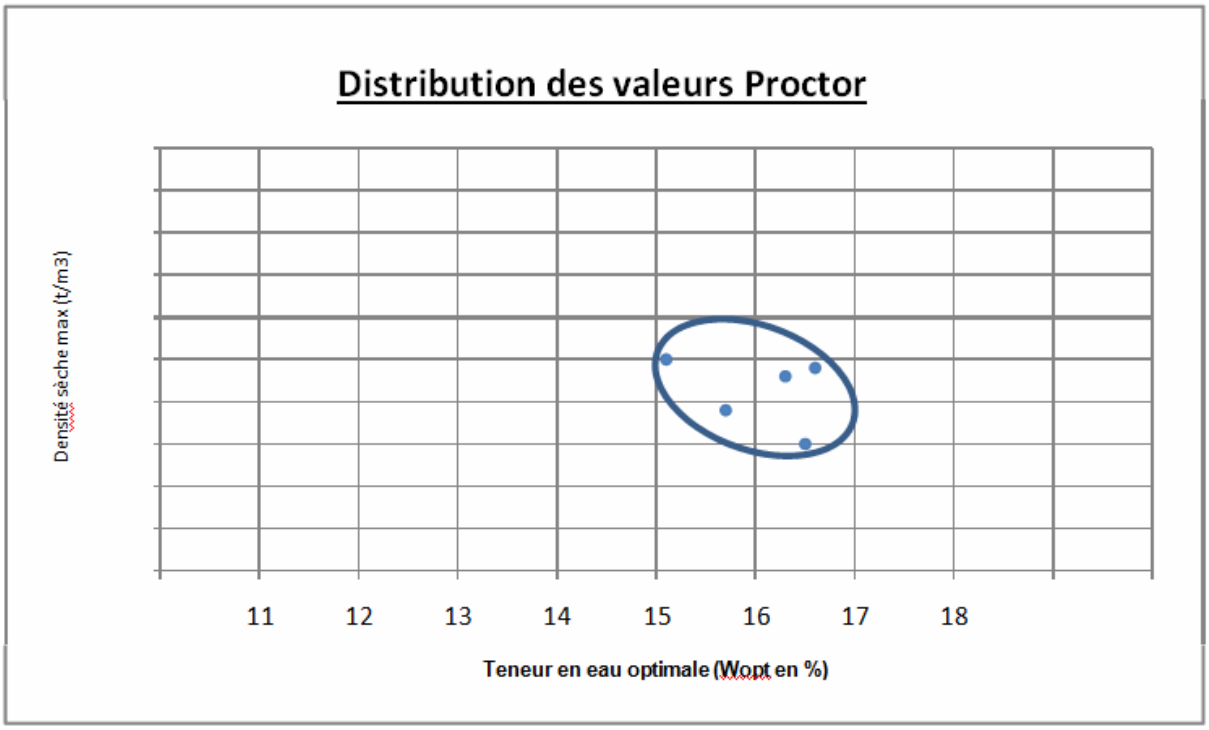


TABLEAU DES RESULTATS DES ESSAIS DE COMPACTAGE

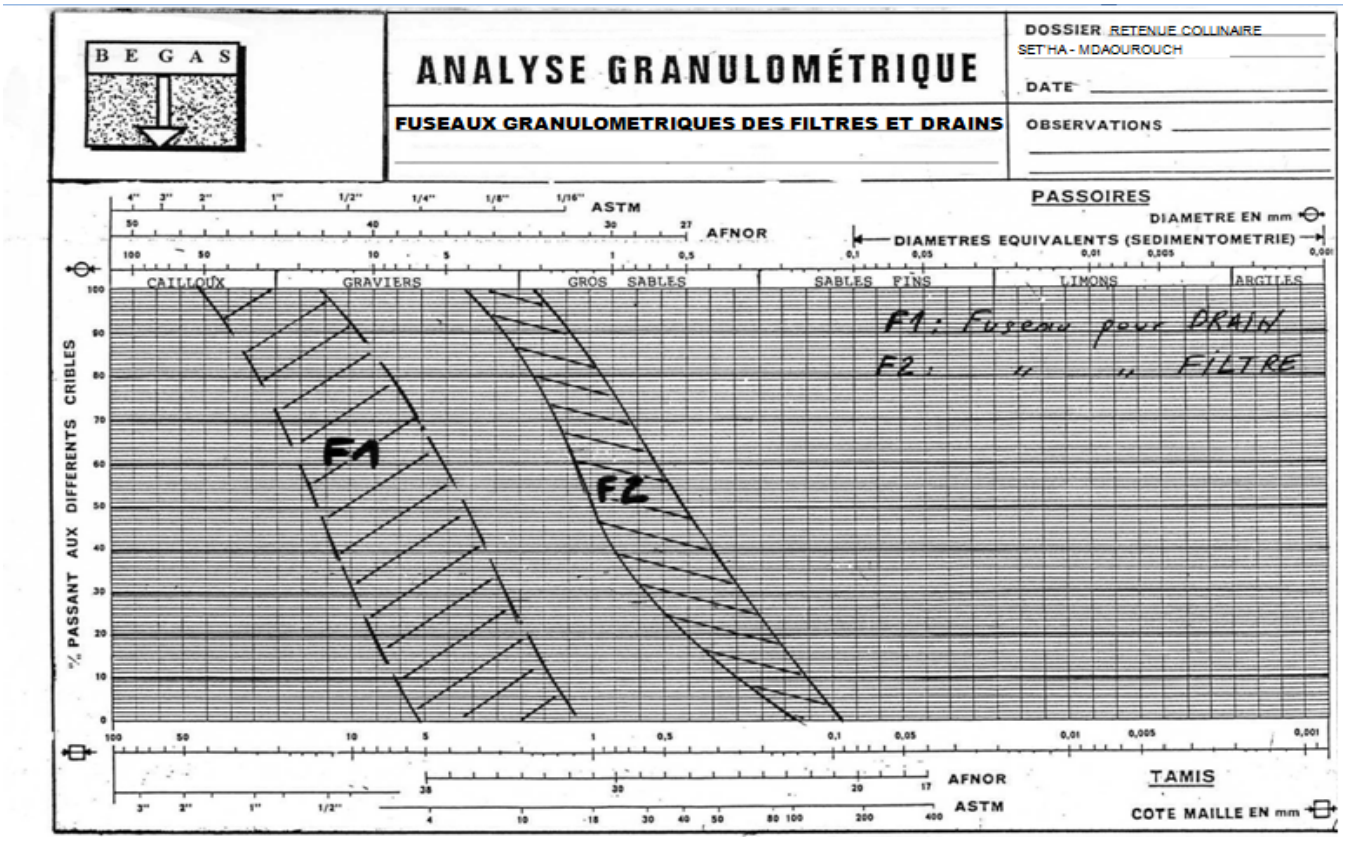
W (%)	*12,6*	*14,1*	*16*	*17,8*	*19,4*			
Densité (T/m3)	*1,6*	*1,68*	*1,73*	*1,7*	*1,61*			

Programme: Soltests 2007 ©



FUSEAUX DE REFERENCE

FILTRES & DRAINS



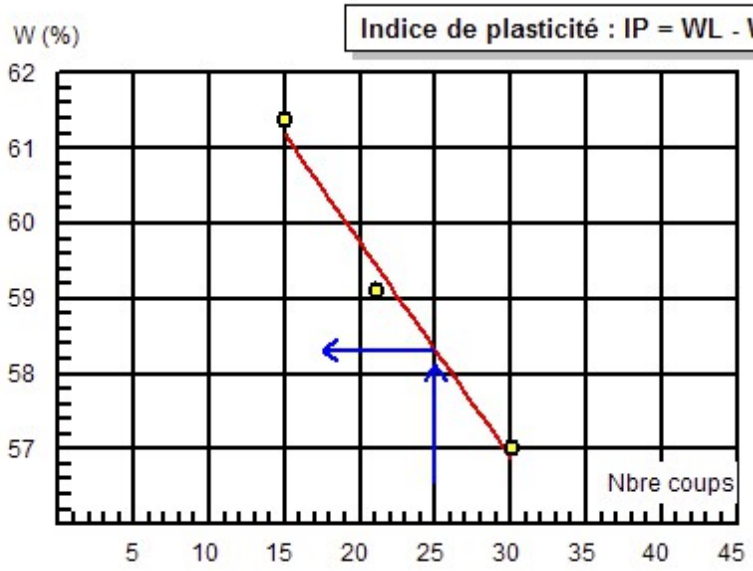
FICHE DES ANALYSES CHIMIQUES

RAPPORT D'ESSAI

LIMITES D'ATTERBERG: NF P 94 - 51

Etude : RETENUE SET'HA	Réf : S2
N° Dossier :	Profondeur : 5.50/6.00 m
Lieu : Oued Troche	Nature : Argile graveleuse
Client:	Date essais : Mars 2014

Indice de plasticité : IP = WL - WP = 31,15%

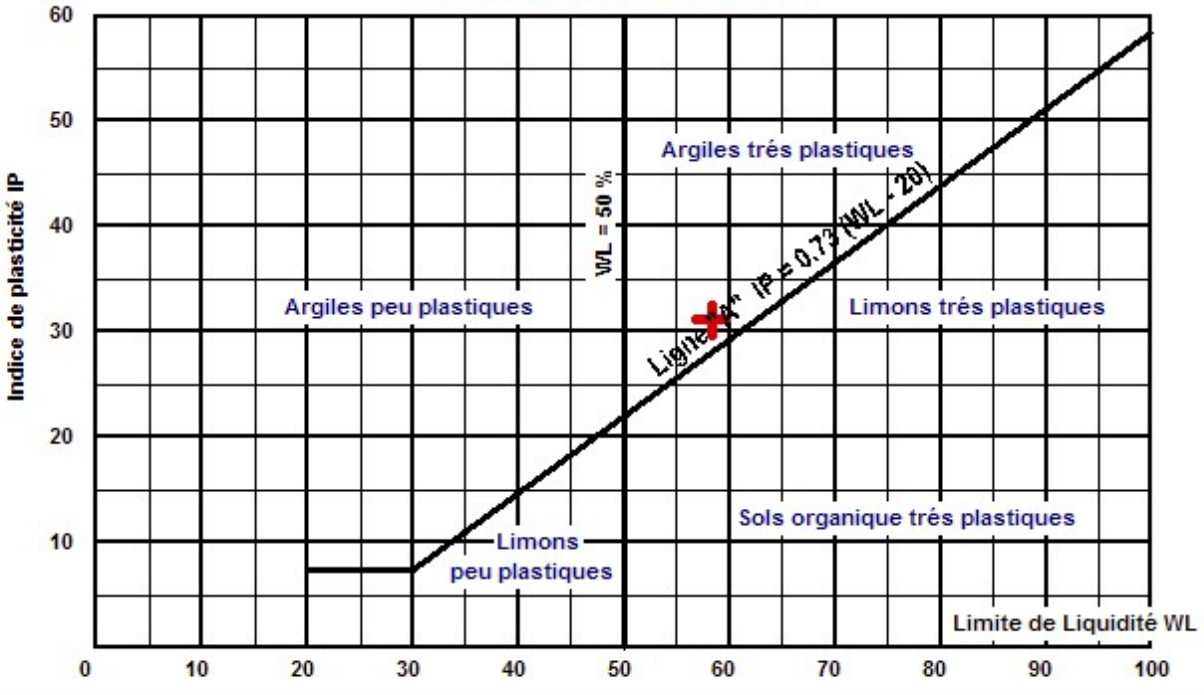


Essai N°	W (%)
1	27,63
2	27,03
3	26,81

Limite de Liquidité (WL) = 58,31 %

Limite de Plasticité WP = 27,16 %

ABAQUE DE CASAGRANDE



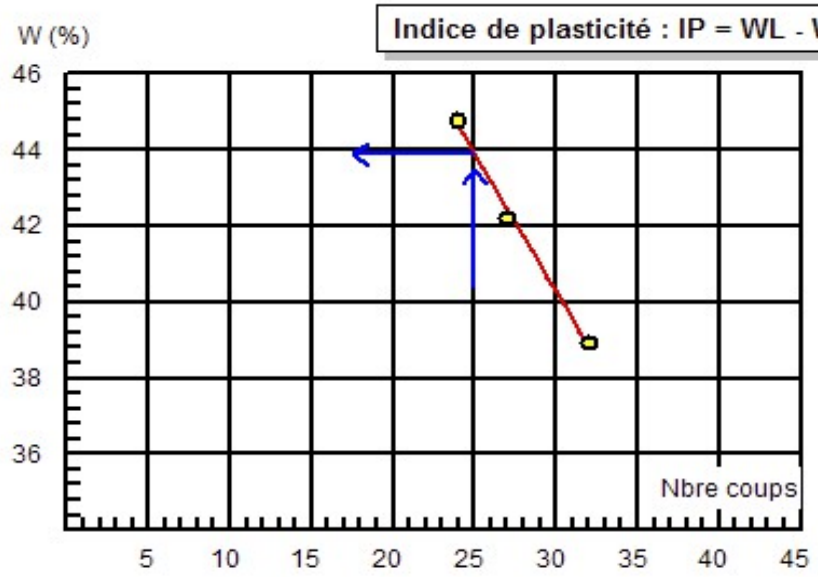
Programme: Soltests 2007 ®

RAPPORT D'ESSAI

LIMITES D'ATTERBERG: NF P 94 - 51

Etude : RETENUE SET'HA	Réf : K6
N° Dossier :	Profondeur : 1.50/2.00m
Lieu : M'daourouch	Nature : Limons graveleux bruns a inclusions de ga
Client:	Date essais : Mars 2014

Indice de plasticité : IP = WL - WP = 16,32%

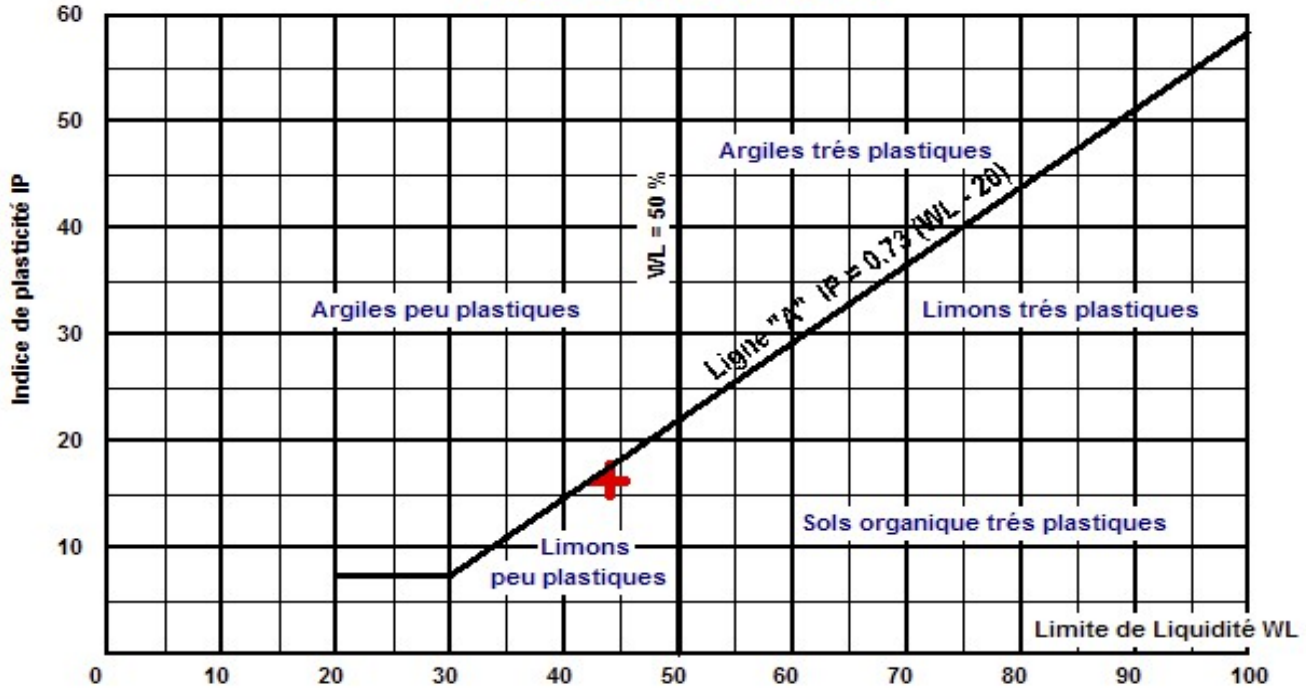


Essai N°	W (%)
1	28,13
2	27,89
3	26,7

Limite de Plasticité WP = 27,57 %

Limite de Liquidité (WL) = 43,89 %

ABAQUE DE CASAGRANDE



Programme: Soltests 2007 ©

Annexe IV.III. Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes (1ère itération)

	Mois											1ère consigne		
0		Vrf (m^3)	Vmoy (m^3)	Smoy (m^3)	Es	Vevap (m3)	Vinfil (m3)	Π (m3)	W (m3)	U (m3)	W-(U+π)	Vrf (m3)	Vri (m3)	S(m3)
		21114,96	/	/	/	/	/	/	/	/			21114,96	
1	octobre	47589,37	34352,1658	14091,1237	0,047	662,282812	68,7043315	730,987144	26474,411	/	25743,4239	46858,3842	46858,3842	
2	Novembre	86179,06	66884,2809	25061,7327	0,032	801,975447	133,768562	935,744009	38589,8194	/	37654,0754	84512,4595	84512,4595	
3	décembre	134993,3	110586,29	38294,1408	0,034	1302,00079	221,17258	1523,17337	48814,1984	/	47291,025	131803,485	131803,485	
4	janvier	179224,2	157108,817	50845,1533	0,022	1118,59337	314,217634	1432,81101	44230,8561	/	42798,0451	174601,53	174601,53	
5	février	218230,7	198727,489	61069,8854	0,032	1954,23633	397,454977	2351,69131	39006,4869	/	36654,7956	211256,325	211256,325	
6	mars	253231,718	235731,225	69619,9851	0,052	3620,23922	471,46245	4091,70167	40096,2326	/	36004,5309	247260,856	247260,856	
7	avril	253231,7	253231,718	73550,5141	0,072	5295,63701	506,463436	5802,10045	35448,7876	5218	24428,6872	271689,543	271689,543	
8	mai	253231,7	253231,718	73550,5141	0,09	6619,54627	506,463436	7126,0097	22788,5063	10780	4882,4966	276572,04	272781,845	3790,19448
9	juin	203412,7	228322,239	67937,8935	0,099	6725,85146	456,644478	7182,49593	8141,04163	57960	-57001,4543	215780,391	215780,391	
10	juillet	141394,5	172403,661	54695,4337	0,111	6071,19314	344,807322	6416,00046	3621,80199	65640	-68434,1985	147346,193	147346,193	
11	aout	65123,35	103258,961	36183,0612	0,118	4269,60122	206,517922	4476,11915	2564,1076	78835,31	-80747,3215	66598,8711	66598,8711	
12	septembre	21114,9603	43119,16	17151,5201	0,081	1389,27313	86,23832	1475,51145	10737,2006	54745,6	-45483,9108	21114,9603	21114,9603	

Annexe IV.3 Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes (2ème itération)

	Mois											1ère consigne		
0		Vmoy (m^3)	Smoy (m^3)	Vmoy (m^3)	Smoy (m^3)	Vmoy (m^3)	Smoy (m^3)	Vmoy (m^3)	Smoy (m^3)	Vmoy (m^3)	Smoy (m^3)	Vmoy (m^3)	Smoy (m^3)	Vmoy (m^3)
		21114,9603	/	/	/								21114,9603	
1	octobre	46858,3842	33986,6723	13961,7943	0,047	656,204333	67,9733445	724,177677	26474,411		25750,2333	46865,1936	46865,1936	
2	Novembre	84512,4595	65685,4219	24675,598	0,032	789,619136	131,370844	920,98998	38589,8194		37668,8294	84534,023	84534,023	
3	decembre	131803,485	108157,972	37598,9736	0,034	1278,3651	216,315945	1494,68105	48814,1984		47319,5174	131853,54	131853,54	
4	janvier	174601,53	153202,508	49842,1311	0,022	1096,52688	306,405015	1402,9319	44230,8561		42827,9242	174681,465	174681,465	
5	fevrier	211256,325	192928,928	59690,151	0,032	1910,08483	385,857855	2295,94269	39006,4869		36710,5442	211392,009	211392,009	
6	mars	247260,856	229258,591	68151,1722	0,052	3543,86095	458,517181	4002,37813	40096,2326		36093,8545	247485,863	247485,863	
7	avril	271689,543	259475,2	74941,4904	0,072	5395,78731	518,950399	5914,73771	35448,7876	5218	24316,0499	271801,913	271801,913	
8	mai	272781,845	272235,694	77772,1267	0,09	6999,49141	544,471388	7543,96279	22788,5063	10780	4464,54351	276266,457	273595,611	2670,84535
9	juin	215780,391	244281,118	71546,8882	0,099	7083,14193	488,562236	7571,70417	8141,04163	57960	-57390,6625	216204,949	216204,949	
10	juillet	147346,193	181563,292	56946,9912	0,111	6321,11603	363,126584	6684,24261	3621,80199	65640	-68702,4406	147502,508	147502,508	
11	aout	66598,8711	106972,532	37258,0179	0,118	4396,44611	213,945064	4610,39117	2564,1076	78835,31	-80881,5936	66620,9146	66620,9146	
12	septembre	21114,9603	43856,9157	17405,4453	0,081	1409,84107	87,7138314	1497,5549	10737,2006	54745,6	-45505,9543	21114,9603	21114,9603	

Annexe VIII.1. Calcul du temps de vidange :

L'ouvrage de prise d'eau et de vidange de fond doit être conçu avec une capacité suffisante qui garantit le temps de vidange du barrage et qui n'affecte pas la stabilité de la pente du barrage, mais en même temps, elle permettra la diminution du niveau d'eau de la cuvette en un temps préétabli en permettant la réparation de tous les problèmes qui se présentent dans cette dernière. Le temps de vidange est déterminé par l'expression suivante:

$$T = V / Q \quad \text{o ù :}$$

T = temps de vidange (jours)
V = volume d'eau dans la cuvette à évacuer (m3)
Q = débit (m_3/s)
Dans cette forme simplifiée de calcul, on ne tient pas compte de l'apport naturel de l'oued par rapport à la période d'évacuation. Les débits qu'évacuent la prise d'eau et la vidange de fond sont calculés par la formule suivante:

$$Q = \mu . W. (2 g Z)^{1/2} \quad \text{où:}$$

μ = coefficient de débit
g = accélération de la gravité, (m/s^2).
Z = pertes de charge totales, égales à la différence des niveaux d'eaux en amont et en aval, (m).
W = surface de la section transversale de la conduite, (m^2); $W=\pi d^2/4$.
d = diamètre de la conduite, (m).

En mettant $K = \mu . W. (2 g)^{1/2}$, on aura donc : $Q = K (Z)^{1/2}$
Tout le calcul est effectué à l'aide du tableau type A suivant :

Tableau type A: Calcul du temps de vidange.

N/o	Côte du niveau d'eau	Côte moyenne (m)	Z=3-i (m)	$(Z)^{1/2}$ (m)	$Q=K(Z)^{1/2}$ (m^3/s)	V (m^3) Fig. 4	T= V/Q (s)	Observations
1	2	3	4	5	6	7	8	9
a	NNR	a + b / 2				Va-Vb	7/6	$W=\pi d^2/4$
b	NNR-0.5	b + c / 2				Vb-Vc	.	
c	b-1.0	c + d / 2				Vc-Vd	.	
a	c-1.0	.	.	.	.	.	.	$\mu= 1/(\sum\xi)^{1/2}$
.	.	.	.	.	.	.	.	
.	.	.	.	.	.	.	.	
.	.	.	.	.	.	.	.	
.	.	.	.	.	.	.	.	$K=\mu W(2g)^{1/2}$
.		.	.	.	.	.	.	
i	Niveau d'eau en aval	.	.	.	.	.	.	
							$T = \sum T/86400$ (jours)	

Application numérique :

	C niveau d'eau (m)	C moy (m)	Charge z (m)	Z ^ (0.5)	Q= k. Z^ (0.5) (m3/s)	Volume (m3)	T = V/ Q (s)
a	856,5	856,25	11,25	3,354	0,915642	251000	274124,603
b	856	855,5	10,5	3,24	0,88452	210000	237416,904
c	855	854,5	9,5	3,082	0,841386	140000	166392,12
d	854	853,5	8,5	2,915	0,795795	90000	113094,453
e	853	852,5	7,5	2,739	0,747747	70000	93614,5514
f	852	851,5	6,5	2,55	0,69615	40000	57458,881
g	851	850,5	5,5	2,345	0,640185	20000	31240,9694
h	850	849,5	4,5	2,121	0,579033	10000	17270,1729
i	849	848,5	3,5	1,871	0,510783	5000	9788,89274
j	848	847,5	2,5	1,581	0,431613	2500	5792,22591
k	847	846,5	1,5	1,225	0,334425	1500	4485,31061
l	846	845,5	0,5	0,707	0,193011	1000	5181,05186
m	845	/	/	/	/	/	/
						Somme des temps (s)	1183680,14

T= somme des temps / 86400 (1jour)

On trouve T = 13,7 jours et on prend un temps majoré qui est égale à 15 jours.

T= 15 jours