

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

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception des Ouvrages Hydrotechniques

THEME :

**ETUDE D'AVANT PROJET DETAILLEE D'UN
BARRAGE SOUTERRAIN CAS D'OUTOUL
(W. TAMANRASSET)**

Présenté par :

M^{elle} DACI Kaouthar

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

M ^r M. K. MIHOUBI	M C . A	Président
M ^r M.BACHIR CHERIF	M A . B	Examinateur
M ^{me} N. HADJ SADOK	M A . A	Examinatrice
M ^r M. D. BENSALAH	M A . A	Examinateur
Mr B. BENLAOUKLI	M C . B	Promoteur

Juillet -2012

Remerciement

Avant tout, je remercie le bon DIEU qui a illuminé mon chemin et qui m'a armé de force et de sagesse, ainsi que la bonne volonté pour achever ce modeste travail.

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

Toute gratitude à mes professeurs et enseignants qui m'ont guidé au cours de la formation d'ingénieur, et mes respects aux membres de jury qui me feront l'honneur d'apprécier ce travail.

Je remercie également Mr. DJELLOUL Yaya, et l'équipe de bureau d'étude ENHYD pour leur aide et formation pendant mon stage.

Je remercie également Melle. AMROUS Karima, ingénieur a la DHW de W. Tamanrasset, qu'elle n'ennuyé par de m'aider.

Un merci particulier a Mr. MADJ Mohamed pour son aide, et pour ses précieux conseils qu'il n'a cessé de me prodiguer.

Merci pour tous qu'il m'aide de proche ou de loin pour achever cette thèse de mémoire.

Kaouthar

ملخص:

في إطار برنامج تنمية مناطق الجنوب ، ارتأت مديرية الري لولاية تمنراست بدراسة لسد تدفق سفلي. الهدف من هذا العمل هو الدراسة المفصلة لسد تحت ارضي على واد "اوتول" في ولاية تمنراست، لتوفير المياه الباطنية للمنطقة بمنع تسربها. حيث قمنا بدراسة جيولوجية وهيدرولوجية و هيدروجيولوجية. ثم قمنا بتصوير جسم السد (جدار رخو) و حساب ابعاد التجهيزات الملحقة (ستار التماسك و مأخذ الماء و عتبة الصرف) ، و أتممناه بتنظيم الورشة.

Résumé :

Dans le cadre du programme de développement des régions du Sud, la Direction d'Hydraulique de la Wilaya de Tamanrasset envisage une étude d'un barrage inféro-flux. L'objectif du présent travail est l'étude de l'Avant Projet Détaillé du Barrage souterrain (inféro-flux) « Ihelfène » sur l'oued Outoul dans la wilaya de Tamanrasset, qu'il sert à améliorer les disponibilités en eau souterraines dans la vallée en empêchant la vidange naturelle de la nappe, dont nous avons établi une étude géologique, hydrologique et une étude hydrogéologique.

Ensuite nous avons réalisé la conception de la digue (paroi moulée) et le dimensionnement des ouvrages annexes (voile d'injection, prise d'eau et seuil déversant) et on a terminé par l'organisation du chantier.

Abstract :

Under the development program of the southern regions, the Hydraulics Directorate of Tamanrasset reckoned to study a nether stream dam. The aim of this dissertation is to study a preliminary detailed design geologically, hydrologically and hydrogeologically of the underground dam, in the Outoul's Oued of W.Tamanrasset; in order to protect the groundwater in the valley preventing its drainage. Moreover, we tried to set the ancillary structures of the dam to finish with organizing the workshop.

Sommaire

Introduction générale.....	01
-----------------------------------	-----------

Chapitre I : Présentation générale

I.1. Généralité et historique de la région de l'Hoggar.....	02
I.2.Caractéristiques de la région de l'Hoggar.....	02
I.2.1.Eléments climatiques.....	02
I.2.2. Géologie.....	03
I.2.3. Topographie et relief.....	05
I.2.4. Réseau hydrographique.....	05
I.2.5. Les réserve en eau.....	05
I.3. Description de la zone d'étude.....	06
I.3.1. Situation géographique.....	06
I.3.2. Données socio-économiques.....	06
I.3.3. Réseau routier.....	06
I.3.4. Alimentation en eau potable (A.E.P).....	07
I.3.5. Assainissement.....	07
I.3.6. Electricité.....	07
I.3.7. Population.....	07
I.3.8. Activités.....	07
I.4. Besoins globaux en eau.....	07
I.4.1. Besoins domestiques.....	07
I.4.2. Besoins en eau pour l'irrigation.....	08
I.4.3. Autres besoins.....	08

Chapitre II : Etude géologique

Introduction.....	09
II.1. Géologie régionale	09
II.2. Géologie de la cuvette	11
II.2.1. Présentation lithologique	11

II.2.2.Stratigraphie	11
II.2.3. Tectonique	13
II.3. Géophysique.....	15
II.3.1.Prospection sismique.....	15
II.3.2.Prospection électrique.....	19
II.4.Géotechnique.....	20
II.5. Géologie de site.....	21
Conclusion	23

Chapitre III : Etude hydrologique

Introduction	24
III.1. Le bassin versant	24
III.1.1. Caractéristiques morphologiques	24
III.1.1.1. Paramètres géométriques	24
III.1.1.2. Paramètres de forme	26
III.1.2. Le relief	27
III.1.2.1. Répartition de bassin et courbe hypsométrique	27
III.2. Caractéristiques hydrographiques.....	31
III.2.1. Densité de drainage.....	31
III.2.2. Densité du thalweg élémentaire.....	32
III.2.3. Coefficient de torrentialité	32
III.2.4. Longueur moyenne des versants.....	32
III.2.5. La pente moyenne de cours d'eau principal.....	32
III.2.6. Temps de concentration du bassin versant T_c	34
III.2.6.1.Formule de Giandotti	34
III.2.6.2.Formule S.C.S (Soil Conservation Service).....	34
III.2.6.3.Formule de Kirpich.....	34
III.2.7. Vitesse de ruissellement	35
III.2.8. Profil en long de l'Oued	35
III.3. Caractéristiques climatique du bassin versant.....	39
III.3.1. Température.....	39
III.3.2. Vent	40

III.3.3 Humidité relative	41
III.3.4 Ensoleillement	42
III.3.5. Chasse Sable	43
III.3.6. Evaporation	43
III.3.7. Indice d'aridité de DE MARTONNE	44
III.4.Pluviométrie	45
III.4.1. Données disponibles	45
III.4.2. Répartition mensuelle de la pluie moyenne annuelle	46
III.4.3. les pluies maximales journalières.....	47
III.4.3.1. Les paramètres statistiques de l'échantillon.....	47
III.4.3.2. Ajustement des pluies maximales journalières.....	48
III.4.4. Pluies de courtes durées.....	53
III.5.Ruissellement.....	57
III.6. Crues.....	58
III.6.1. débits maximum de la crue.....	58
III.6.2.Hydrogramme de crue.....	60
III.7.Transport solide.....	64
Conclusion.....	65

Chapitre IV : Etude hydrogéologique

Introduction.....	66
IV.1. Les réserve en eau de la région	66
IV.2. Les formations susceptibles d'être aquifères	67
IV.2.1. Les Alluvions	68
IV.2.2. Socle altéré	68
IV.2.3. Socle sain	68
IV.3.Etude de la nappe de l'inféro-flux	68
IV.3.1. Caractéristiques générales de la nappe	68
IV.3.2. La morphologie de l'aquifère	69
IV.4. Perméabilité.....	69
IV.5. Piézomètre	70
IV.5.1.La carte piézométrique.....	70

IV.5.2. Interprétation de la carte piézométrique	71
IV.5.3. Gradient hydraulique	72
IV.5.4. Sens d'écoulement de la nappe	72
IV.6. Mode d'alimentation de la nappe	72
IV.7. Mode d'exploitation de la nappe	72
IV.8. Estimation des potentialités en eau.....	73
IV.9. Estimation du débit de l'inféro-flux	73
IV.10. Les prélèvements à la consommation	74
IV.11. Les pertes par évaporation de surface.....	74
IV.12. Confrontation ressources et besoins en eau.....	75
Conclusion.....	75

Chapitre V : Etude du barrage

Introduction.....	76
V.1. Le choix du site du barrage	76
V.2. Les variantes à choisir	76
V.2.1. Mur paroi moulée.....	77
V.2.2. Barrage en enrochement.....	77
V.3. Etude des variantes.....	77
V.3.1 Mur paroi moulée.....	77
V.3.1.1. Un mur paroi moulée.....	77
V.3.1.2. calcul et dimensionnement.....	78
V.3.1.3. Stabilité de la tranchée.....	80
V.3.1.4. Etude hydraulique du mur.....	81
V.3.2. Digue en enrochements.....	82
V.3.2.1. Largeur en crête	82
V.3.2.2. La longueur en crête.....	82
V.3.2.3. Pentes des talus	83
V.3.2.4. Dispositif de protection contre les effets de l'eau.....	83
V.4. Fixation du choix définitif du type de barrage.....	84
V.4.1. Calcul des volumes.....	84
V.4.1.1. Mur paroi moulée.....	84

V.4.1.2. Digue en enrochements.....	85
V.4.2. Estimation du cout des variantes.....	88
Conclusion.....	88

Chapitre VI : Les ouvrages annexes

Introduction.....	89
VI.1. Voile d'injection	89
VI.1.1. L'épaisseur du voile.....	89
VI.1.2. Nombre des trous d'injection et leurs profondeurs.....	89
VI.1.3. Longueur du voile.....	91
VI.1.4. Le débit infiltré à travers le voile.....	92
VI.2. Seuil déversant	92
VI.2.1. Calcul hydraulique du seuil.....	92
VI.2.2. Profil d'un déversoir.....	93
VI.2.3. Calcul de stabilité du seuil.....	95
VI.2.3.1. Vérification au glissement.....	95
VI.2.3.2. Vérification au renversement.....	97
VI.2.3.3. calcul de résistance du barrage.....	97
VI.3. Prise d'eau.....	98
VI.3.1. Implantation du forage.....	98
VI.3.2. Exécution.....	99
VI.3.2.1. plan de tubage.....	99
VI.3.2.2. Profondeur total du forage.....	101
VI.3.2.3. La crépine.....	101
VI.3.2.4. Gravier additionnel.....	102
Conclusion.....	102

Chapitre VII : Organisation de chantier

Introduction.....	103
VII.1. Travaux d'exécution.....	103
VII.1.1. Travaux préliminaires.....	103
VII.1.2. Travaux d'exécution du mur paroi moulée.....	104
VII.1.2.1. Excavation de la tranchée.....	104

VII.1.2.2. Bétonnage	104
VII.1.3. Travaux d'exécution du voile d'injection	105
VII.1.3.1. Forage des trous d'injection	105
VII.1.3.2. Injection du coulis.....	105
VII.1.4. Travaux d'exécution du seuil déversant.....	106
VII.2. Approvisionnement du chantier en matériaux	106
VII.3. Auscultation technique du barrage souterrain.....	107
VII.4. Installation du chantier	107
VII.5. Planification	108
VII.5.1. Construction du réseau	108
VII.5.2. Les paramètres de la méthode C.P.M.....	109
VII.5.3. Chemin critique (C.C)	109
VII.5.4. Symboles des différentes opérations	110
VII.5.5. Détermination du chemin critique.....	112
VII.6. Devis estimatif.....	114
Conclusion.....	115
Conclusion générale.....	116

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation générale

Tableau I.1 : accroissement annuel de la dotation.....	08
---	----

Chapitre II: Etude géologique

Tableau II.1 : Modèle de terrain de chaque tir de la région d'Ihelfène.....	17
--	----

Chapitre III: Etude Hydrologique

Tableau III.1 : Coordonnées de la courbe hypsométrique.....	27
Tableau III.2 : détermination de la pente Roche I_p	30
Tableau III.3 : Evaluation de la pente moyenne.....	31
Tableau III.4 : calculs du Temps de concentration.....	35
Tableau III.5 : la longueur de cours d'eau principale en chaque altitude.....	36
Tableau III.6 : Caractéristiques du bassin de l'oued Outoul au site Ihelfène.....	38
Tableau III.7 : Températures moyennes, maximale et minimale	39
Tableau III.8 : Vitesses moyennes mensuelles du vent et le nombre de jours violents supérieur à 20 m/s.....	40
Tableau III.9 : Fréquence moyenne interannuelle des vents par leur direction.....	41
Tableau III.10: Humidité mensuelles moyennes (%)......	42
Tableau III.11: Ensoleillement mensuel moyen (heures).....	42
Tableau III.12: Valeurs moyennes mensuelles du nombre de jours de chasse Sable.....	43
Tableau III.13: Evaporations mensuelles et annuelles en (mm).....	43
Tableau III.14: Evaporations mensuelles et annuelles au plan d'eau libre.....	43
Tableau III.15: indice d'aridité.....	44
Tableau III.16: Stations pluviométriques.....	46
Tableau III.17: Répartition mensuelle de la pluie moyenne annuelle à la station de Tamanrasset.....	46
Tableau III.18: Les paramètres statistiques des précipitations maximales journalières station Tamanrasset.....	47
Tableau III.19: Ajustement a la loi de GUMBEL.....	48
Tableau III.20: Comparaison des caractéristiques de la loi de Gumbel et de l'échantillon..	49
Tableau III.21: Ajustement a la loi de Galton (log-normal).....	50

Tableau III.22: Ajustement a la loi de Gauss (normal).....	52
Tableau III.23: les précipitations des différent fréquence.....	54
Tableau III.24: Ruissellement au bassin versant de l'oued Outoul jusqu'au site Ihelfène...	57
Tableau III.25: Débits de crue de l'oued Outoul jusqu'au site Ihelfène (ruissellement partiel).....	59
Tableau III.26: Débits de crue de l'oued Outoul jusqu'au site Ihelfène (ruissellement total)... ..	59
Tableau III.27: Débits de crue proposés de l'oued Outoul jusqu'au site Ihelfène.....	59
Tableau III.28: Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue α	60
Tableau III.29: Les débits des crues de différentes périodes de retour	61
Tableau III.30: Volumes des crues de différentes périodes de retour.....	64

Chapitre IV : Etude hydrogéologique

Tableau IV.1 : Campagne piézométrique	70
--	----

Chapitre V : Etude du barrage

Tableau V.1 : Le nombre de panneaux.....	80
Tableau V.2 : calcul de la stabilité de la tranchée	81
Tableau V.3: récapitulatif des résultats de calcule de largeur de crête.....	82
Tableau V.4: Valeurs indicatives des pentes des talus.....	83
Tableau V.5 : détail quantitatif.....	85
Tableau V.6 : volume des recharges.....	86
Tableau V.7 : surface de masque.....	87
Tableau V.8 : surface de masque.....	88
Tableau V.9 : les coûts des variantes étudient.....	88

Chapitre VI : Les ouvrages annexes

Tableau VI.1 : Profondeur des trous d'injection des forages primaires.....	90
Tableau VI.2 : Profondeur des trous d'injection des forages secondaires.....	90
Tableau VI.3 : Profondeur des trous d'injection des forages tertiaires.....	91
Tableau VI.4 : Profondeur total des forages d'injection.....	91
Tableau VI.5: Les coordonnées du profil de déversoir.....	94
Tableau VI.6 : Les diamètres intérieurs d'après les débits prévus.....	100

Chapitre VII : Organisation de chantier

Tableau VII.1 : symboles des opérations.....	110
Tableau VII.2: Programme des travaux pour la réalisation de barrage d'Ihelfène (Diagramme de GANTT).....	113
Tableau VII.3 : devis estimatif.....	114

Liste des figures

Chapitre I : Présentation générale

Figure I.1 : situation de la zone d'étude.....	03
Figure I.2 : carte géologique simplifiée du bouclier Touareg.....	04

Chapitre II : Etude géologique

Figure II.1 : Carte géologique du paléozoïque inférieur du Sahara central.....	10
Figure II.2 : la carte géologique de Tamanrasset	12
Figure II.3 : Schéma structurale du bassin d'Outoul.....	14
Figure II.4 : Positionnement géographique des profils d'Ihelfène.....	15
Figure II.5 : Schéma de principe de et dispositif mesure de sismique de petite réfraction...	16
Figure II.6 : Carte de position des profils sismiques	19
Figure II.7 : Schéma de principe.....	19
Figure II.8 : Coupe géologique de site de barrage.....	22

Chapitre III: Etude Hydrologique

Figure III.1: Le bassin versant de l'oued d'Outoul.....	25
Figure III.2 : répartition et courbe hypsométrique.....	28
Figure III. 3 : Le réseau hydrographique du bassin versant.....	33
Figure III.4 : Profil en long du cours d'eau principal.....	37
Figure III.5: Températures en fonction de temps.....	40
Figure III.6 : Rose des vents-Station de Tamanrasset.....	41
Figure III.7 : Humidités en fonction de temps.....	42
Figure III.8 : Evaporations en fonction de temps.....	44
Figure III.9 : Abaque de E.DE MARTONNE indice d'aridité.....	45
Figure III.10 : variation mensuelle de la pluie observée a Tamanrasset (mm).....	47
Figure III.11 : Ajustement d'une loi de Gumbel aux pluies maximales journalières observées à la station de Tamanrasset pour le période (1976-2010).....	49
Figure III.12 : Ajustement de la loi de Galton (Log Normale).....	51
Figure III.13 : Ajustement de la loi de Gauss (Normale).....	52
Figure III.14 : Pluie de Courte Durée.....	56
Figure III.15: Courbes « Intensité-Durée-Fréquences ».....	56

Figure III.16 Hydrogrammes de crues probables.....	63
Chapitre IV : Etude hydrogéologique	
Figure IV.1 : Carte hydrogéologique de la région.....	67
Chapitre V : Etude du barrage	
Figure V.1 : Schéma explicatif de construction de mur paroi moulée	78
Chapitre VI : Les ouvrages annexes	
Figure VI.1 : Les paramètres du profil d'un déversoir.....	93
Figure VI.2 : Profil Creager du déversoir.....	94
Figure VI.3 : forage non artésien.....	100
Chapitre VII : Organisation de chantier	
Figure VII.1: réseau de différentes opérations.....	111

Liste des Planche

Planche N° 1	Plan de masse du barrage Ihelfène
Planche N°2	Vue en plan du mur paroi moulée
Planche N°3	Plan de disposition des forages d'injection
Planche N°4	Coupe longitudinale à l'axe du mur paroi moulée
Planche N°5	Coupe longitudinale à l'axe du voile d'injection
Planche N°6	Le coupe transversale du profile type de la digue en enrochement
Planche N°7	Murettes guides
Planche N°8	Seuil déversant
Planche N°9	La coupe type de forage de prise

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

La région de l'Ahaggar est le plus grand massif montagneux de l'extrême sud de l'Algérie et est située au cœur du plus grand désert du monde, le Sahara.

(HAMDINE, 2001, p.9)

La nature cristalline et cristallophyllienne de l'Ahaggar ne permet pas l'existence de nappes phréatiques, l'eau est alors puisée dans les nappes d'inféro-flux alimentées exclusivement par les crues, comme à Tamanrasset, Abalessa et Ideles.

L'eau est le facteur écologique le plus limité dans l'Ahaggar. Sa rareté associée aux fortes températures et aux vents chauds et secs continuels se traduit par des conditions de vie difficiles.

Dans le cadre du programme de développement des régions du Sud visant à prendre en charge les préoccupations économique, social et culturel des populations locales, la Direction d'Hydraulique de la Wilaya de Tamanrasset envisage une étude d'un barrage inféro-flux projeté sur l'oued Outoul à Ihelfène juste en aval de la confluence de l'oued Outoul et son affluent oued Ihelfène.

L'objectif de ce barrage inféro-flux est d'augmenter les capacités hydriques de la région, amender les conditions de vie des populations locales et les fixer, en leur assurant l'AEP et l'eau pour leurs bétails. Cet ouvrage devra améliorer les disponibilités en eau souterraines dans la vallée en empêchant la vidange naturelle de la nappe.

Notre projet d'étude a pour but l'étude d'Avant Projet Détaillé du Barrage souterrain (infero-flux) « Ihelfène » sur l'oued Outoul dans la wilaya de Tamanrasset.

Chapitre I

Présentation générale

I.1. Généralité et historique de la région de l'Hoggar

La région de l'Ahaggar renferme un patrimoine culturel qui raconte les nombreuses civilisations qui s'y sont succédés depuis la naissance de l'humanité.

En effet, on rencontre des sites archéologiques datant de 600.000 à 1.000.000 d'années, témoignages des premières manifestations humaines ou pré-humaines, et fût durant la préhistoire, une des régions à plus forte densité de population du globe terrestre. Elle fut le théâtre de l'évolution de l'homme, des brassages des migrations et d'événement marquant de lointaines civilisations venues d'orient, de la Méditerranée, et d'Asie et d'Afrique. De ce fait, il existe des dizaines de milliers de gravures et de peintures rupestres datant du Néolithique (scènes de chasse, êtres humaines, éléphants, rhinocéros, girafes, etc ...) de grottes, d'abris sous roche et de gisements de surface de matériels et d'outillages lithiques. Il est également important de signaler la présence de certains sites protohistoriques et historiques dont témoignent notamment les monuments funéraires, Tumuli ou nécropoles, les inscriptions rupestres, les ksours, les palmeraies, les lieux de batailles historiques et les grands axes caravaniers et centres d'échanges économiques antiques. Notons également l'existence de nombreuses variétés de minéraux et de fossiles marins, végétaux, animaux et humains.

(HAMDINE, 2001, p.8)

I.2. Caractéristiques de la région de l'Hoggar***I.2.1. Eléments climatiques***

Le climat dans la région de l'Ahaggar est de type désertique qu'on appelle hyper aride caractérisé par des pluies rares et irrégulières associée à une importante évaporation. Et un fort rayonnement solaire provoqué par des températures élevées et une pluviosité très faible



Figure I.1 : situation de la zone d'étude

(Carte création LR/GÉOGRAPH, 1994, cité dans Contribution de SONATRACH, 1998, p.2)

I.2.2. Géologie

La nature géologique de l'Hoggar est fort complexe et réunit plusieurs millions d'années d'histoire mouvementée. Deux traits essentiels donnent sa particularité, un socle précambrien vieux de plus de 600 millions d'années et une couverture qui s'est déposée à partir du Paléozoïque.

(HAMDINE, 2001, p.11)

Le massif de l'Hoggar était avant l'ère primaire une immense pénéplaine monotone formée de schistes cristallins reliés à la plaque panafricaine. Ce territoire correspond à une énorme boutonnière de socle qui comporte deux séries géologiques, le Suggarien et le Pharusien. C'est au Paléozoïque que cette région est sujette à des transgressions et des régressions marines. Au Cambro-Ordovicien le plateau commence à se déposer et sera ainsi envahi par une mer très peu profonde. Le niveau des eaux remonte graduellement à l'ordovicien avec la fonte des glaciers. Des mouvements de transgression et de régressions marines vont s'observer au cours du dévonien, puis au Carbonifère tout l'actuel Sahara sera immergé et ceci va favoriser la formation

des Tassilis externes avec leurs grès supérieurs. A la fin du Carbonifère la mer se retire et un climat de type tropical humide va s'installer dans la région. Depuis les formations marines ne seront plus observées jusqu'à la vaste transgression méso-crétacée, il y a 90 millions d'années. Toutes les formations qui se sont déposées entre ces deux phases marines sont continentales, d'où l'existence du continental intercalaire avec son faciès gréseux à stratifications entrecroisées. Au cours du Mésozoïque l'Hoggar va connaître d'autres transgressions marines, la dernière va s'observer il y a 40 millions d'années avec la mer qui se retire définitivement. Au début de l'ère tertiaire, les terres immergées sont recouvertes d'une forêt équatoriale dans la région d'In Ghar, dans la plaine du Tidikelt. Dès la fin de l'ère tertiaire l'Hoggar se surélève et ses mouvements tectoniques vont favoriser les activités volcaniques. Des pitons basaltiques se retrouvent dans toute la région de l'Atakor, formant les reliefs les plus hauts à l'exemple du Tahat avec ses 2918 mètres d'altitude et l'Assekrem avec ses 2778 mètres. Les granites recouvrent alors de vastes étendues de Hoggar central. Au cours du quaternaire enfin, de vastes ensembles dunaires vont se mettre en place dans le Tanezrouft et le Ténéré.

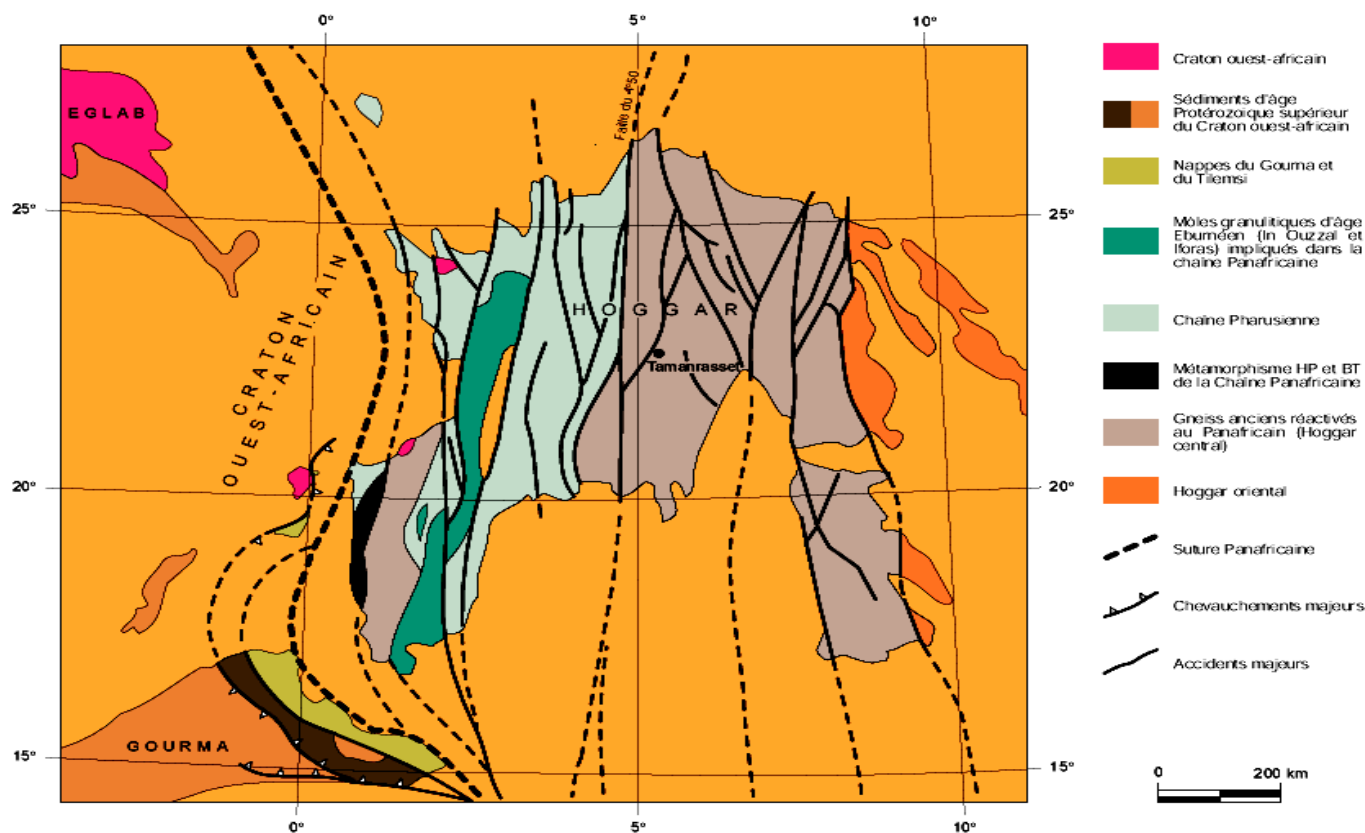


Figure I.2 : carte géologique simplifiée du bouclier Touareg

(CABY, 1987, cité dans Contribution de SONATRACH, 1998, p.12)

I.2.3. Topographie et relief

On peut distinguer succinctement plusieurs formes géomorphologiques dans la région de Hoggar. Schématiquement on distingue un massif central, l'Hoggar central, constitué de montagnes et plateaux volcaniques, avec des formations basaltiques, granitiques, et quartzitiques, fait aussi de roches métamorphiques. En bordure de ce pays cristallin central se trouve une ceinture ou bordure tassilienne de nature gréseuse. Au pied de la falaise tassilienne se trouvent des plaines plus basses séparant les deux entités. L'Hoggar outre les massifs volcaniques du centre et les Tassilis environnants, comprend trois grands ensemble de bassins et de sous bassins versants qui sont le bassin versant du Mekergane avec ses 150 000 km², le bassin versant du Tanezrouft, et le bassin versant du Tchad, qui s'étend avec ses 2 270 000 km² au-delà des frontières de l'Algérie. Le grand bassin versant du Mekergane comprend, en ce qui concerne l'Ahaggar, le bassin versant septentrional de l'Ahnet où l'on trouve Assouf Mellene, le bassin versant occidental du Mouydir (appelé aussi bassin du Botha), et le bassin versant méridional du Tadmifit. Le bassin versant du Tanezrouft comprend le bassin versant sud de l'Ahnet et du Mouydir dans l'Assedjrad. C'est dans ces bassins versants que l'on trouve les grandes surfaces de parcours où les nomades Imohar conduisent leurs troupeaux d'animaux domestiques.

(HAMDINE, 2001, p.13)

I.2.4. Réseau hydrographique

L'eau est le facteur écologique limitant par excellence dans l'Ahaggar. Sa rareté associée aux fortes températures et aux vents chauds et secs continuels se traduit par des conditions de vie difficiles aussi bien pour la faune sauvage que pour l'homme et son bétail. Contrairement aux autres régions de ce Sahara, l'Hoggar bénéficie d'un régime de pluies quelque peu favorable faisant que l'eau est une ressource, certes limitée, mais disponible en différents endroits.

I.2.5. Les réserve en eau

Les ressources hydriques de la wilaya de Tamanrasset sont contenues dans:

. Les formations du Sahara central, avec les grès du Continental intercalaire (nappe Albienne) localisé au nord dans le Tadmait-Tidikelt (avec 253 hm³) et à l'ouest dans le Tanezrouft, et avec le complexe terminal constitué de dépôts marins et lagunaires du Crétacé supérieur et l'Eocène dans la partie la plus au nord de la wilaya.

. La nature cristalline et cristallophyllienne de l'Hoggar ne permet pas l'existence de nappes phréatiques, l'eau est alors puisée dans les nappes d'inféro-flux alimentées exclusivement par les crues, et dans les couches d'altération du socle ancien (granite, gneiss, schistes) captées par des forages peu profonds (dans l'Hoggar central on estime à 5 hm^3 les quantités d'eau dans l'inféro-flux).

I.3. Description de la zone d'étude

I.3.1. Situation géographique

La zone d'étude du barrage inféro-flux est située dans le village d'Ihelfène, à 30 km environ, à l'ouest, du chef lieu de wilaya de Tamanrasset. Les coordonnées du site, selon le système U.T.M, sont comme suivent: $X = 730.4 \text{ km}$, $Y = 2\,525.3 \text{ km}$ et $Z = 1202 \text{ m}$.

Elle est limitée :

-Au Nord et au Sud respectivement par les latitudes Nord $22^\circ 52'$ et $22^\circ 48'$.

-A l'Est et à l'Ouest respectivement par les longitudes $5^\circ 13'$ et $5^\circ 17'$.

I.3.2. Données socio-économiques

Le village de Ihelfène est constitué de quelques maisons, une cinquantaine environ, et de deux établissements publics, une école primaire et un siège pour l'A.P.C .Il n'existe aucune infrastructure économique.

L'oued est l'élément formateur de la localité, toutes les constructions longent les rives de l'oued, à une distance et altitude assez suffisantes contre tous risque d'inondations en cas de crues. La localité d'Ihelfène n'est pratiquement pas desservie par les différents réseaux :

I.3.3. Réseau routier

Pour accéder au village de Ihelfène, à partir du chef lieu de wilaya de Tamanrasset, il faut emprunter la route goudronnée RN° 1 reliant cette dernière à Alger, sur 23 km puis une piste de 7 km environ. Les accès aux différents endroits du village se fait à partir du lit de l'oued, où seuls les véhicules tout terrain peuvent y circuler.

I.3.4. Alimentation en eau potable (A.E.P)

La mise en service d'un forage équipé d'une pompe, implanté au niveau de l'oued Outoul, a permis d'approvisionner une partie de population par un réseau de distribution. L'autre partie, se trouvant loin du forage, s'approvisionne par des puits traditionnels.

I.3.5. Assainissement

La population utilise deux moyens pour l'évacuation des déchets organiques. Les latrines traditionnelles (fosses sèches) réalisées au niveau de leurs habitations. Déplacement, pour les besoins quotidiens, vers les terrains vagues périphériques de la localité. Cependant, on peut trouver quelques fosses étanches au niveau des établissements publics.

La pollution de la nappe est réelle d'autant plus qu'elle constitue l'unique source d'eau potable. Il est donc impératif de réaliser le réseau d'assainissement en urgence afin d'éviter tout risque de transmission de maladies à transmission hydrique.

I.3.6. Electricité

La localité, en majorité, est desservie par le réseau électrique public.

I.3.7. Population

La population actuelle est de l'ordre de 300 à 400 habitants, elle se trouve en perpétuel mouvement en quête de travail. A l'horizon 2035, la population sera de l'ordre de 1000 habitants (en prenant le taux d'accroissement d'Abalessa égal à 3.2 %)

I.3.8. Activités

L'agriculture et l'élevage constituent les seules activités à Ihelfène. La surface totale des terres irrigables, terrasses des oueds, est de l'ordre de 20 hectares.

I.4. Besoins globaux en eau***I.4.1. Besoins domestiques***

Selon le Ministère des ressources en eau les dotations en eau potable est définie comme suit :

Tableau I.1 : accroissement annuel de la dotation

Taille de l'agglomération	Dotation nette l/j habitant						
	2000	2005	2010	2015	2020	2030	2035
≤ 50.000hab.	100	102	107	112	118	124	137
Entre 50.000 et 200.000 hab.	120	122	128	135	142	149	165
> 200.000 hab.	140	143	150	158	166	174	192

Les chiffres donnés dans le tableau ci-dessus, tiennent compte d'un accroissement annuel de 1% de la dotation, suite à une meilleure hygiène et mode de vie.

Pour le cas d'Ihelfène, où la population est de l'ordre de 1000 habitants, la dotation journalière sera donc au maximum de 137 l/j.hab, par conséquent les besoins en eau, à l'horizon 2035, seront de l'ordre de 50 000 m³/an

I.4.2. Besoins en eau pour l'irrigation

La dotation annuelle pour les régions arides est 10 000 à 12 000 m³ par hectare. Les besoins en eau pour l'irrigation seront donc de l'ordre de 240 000 m³/an

I.4.3. Autres besoins

Nous considérons que les autres besoins pour les équipements et le cheptel représentent un ordre de 20% des besoins domestiques, soit un besoin annuel de 20 000 m³, et les besoins pour l'abreuvement du cheptel.

L'établissement préliminaire de l'ensemble des besoins en eau à l'horizon 2035 est estimé à 310 000 m³/an, sous réserve d'une actualisation dictée par le développement socio-économique de la localité.

Chapitre II

Etude géologique

Introduction

Le barrage souterrain est un système consistant à retenir des eaux souterraines, ces eaux sont accumulées dans des formations géologiques. Cette propriété, ainsi que l'étanchéité des fondations, la qualité mécanique de celle-ci et la disponibilité en matériaux de construction, nécessitent une étude géologique.

II.1. Géologie régionale

Dans le but de mieux comprendre la géologie de notre site, il est indispensable de donner un aperçu sur la géologie générale et très complexe du Hoggar central polycyclique.

En effet, toute la partie centrale de l'Ahhagar est d'âge Suggarien, l'histoire des terrains antérieurs au suggarien est très mal connue ou absente et impossible à déterminer sur le terrain.

La structure du Hoggar est caractérisée par des décrochements majeurs NS qui délimitent des blocs crûs géologiquement différents. La corrélation entre ces blocs est difficile voire impossible par endroit sauf à travers des liens géochronologiques.

Ces domaines sont d'Ouest en Est :

- Le Hoggar occidental ou chaîne pharisienne compris entre le craton ouest africain et $4^{\circ} 50''$.
- Le Hoggar central polycyclique entre $4^{\circ} 50'$ et $8^{\circ} 30''$.
- Le Hoggar oriental-Ténéré à l'est du $8^{\circ} 30''$.

(FENLON, 1964)

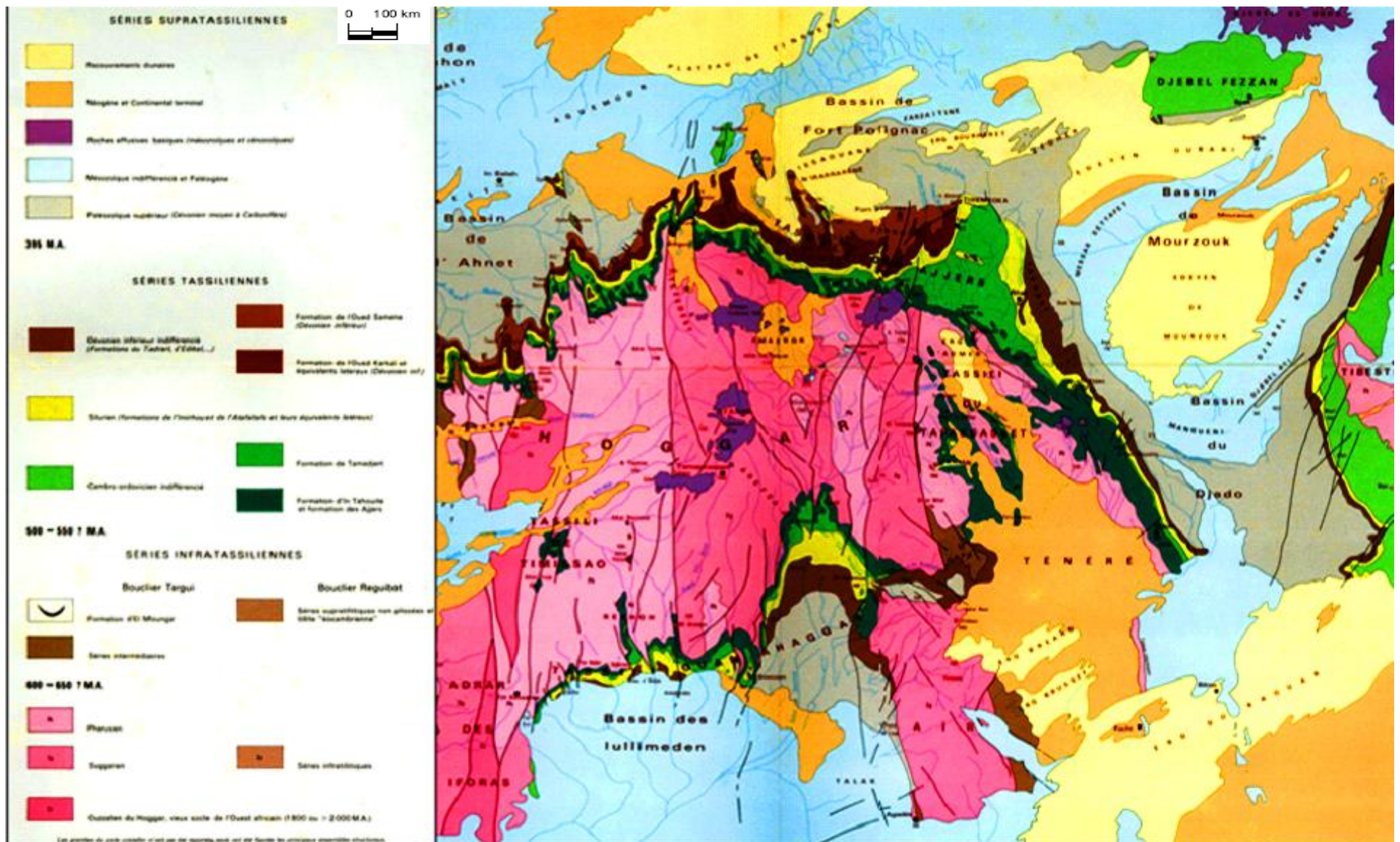


Figure II.1 : Carte géologique du paléozoïque inférieur du Sahara central

II.2. Géologie de la cuvette

La géologie de la cuvette se résume comme suit :

II.2.1. Présentation lithologique

Le lit d'oued est constitué généralement des sables moyens à grossiers avec des graviers, galets, cailloux de tailles pluri centimétriques constitués le plus souvent par des tufs et roches volcaniques, ainsi que des blocs par endroit ; les limons constituent l'ensemble des terrasses se trouvant sur les deux rives et cultivées comme jardins par les gens de la région.

Ces limons sont associés le plus souvent aux sables fins ainsi qu'aux fines pellicules d'argiles qui se concentrent au niveau de la confluence d'oued Ihelfène avec oued Outoul. Ces formations sont d'âge quaternaire.

L'ensemble des affleurements est constitué essentiellement des granites roses à grains moyens bien visible au niveau du lit d'oued ou en blocs cassés et craquelés souvent porphyroïde équi-granulaire, à grain moyen ou fin. Ces granites sont associés à des migmatites et des microgranites d'âge Suggarien.

Des gneiss ocellés et feuilletés d'âge Suggarien, qui affleurent de façon très nette tout au long du lit d'oued et indique la direction ENE –WSW, parfois des gneiss schisteux.

La présence de roches de nature volcanique constituées des basaltes et tufs volcaniques caractérise la majeure partie des galets alluvionnaires et décelé au niveau de la zone de confluence sur la rive droite.

(LELUBRE 1961)

II.2.2.Stratigraphie

D'une manière générale sont distinguées deux ensembles de formations superposées :

1)- À la base, un complexe essentiellement gneissique, avec fréquemment des intercalations d'amphibolites, plus rarement de quartzites et cipolins ; cette série est souvent migmatisée. Elle est appelée série de l'Arechchoum.

Cette série est la partie inférieure des séries Suggariennes : ce sont les formations les plus anciennes connues au Sahara central. Leur monotonie lithologique, l'intensité de leurs plissements et des transformations dues à la migmatisation rendent leur étude très difficile.

2)- Au-dessus, un complexe caractérisé par la trilogie cipolins-quartzites-amphibolites, avec des gneiss feuilletés, etc... à peine ou pas du tout migmatisés. C'est la série de l'Eg'éré.

Cette série se superpose sur la précédente, bien qu'il n'y ait aucune discontinuité. L'absence générale de migmatisation, les plis relativement simples, et surtout l'existence de couches variées qu'on peut suivre sur de vastes affleurements, rendent son analyse plus aisée. Elle occupe très généralement des zones synclinales dans le complexe Suggarien.

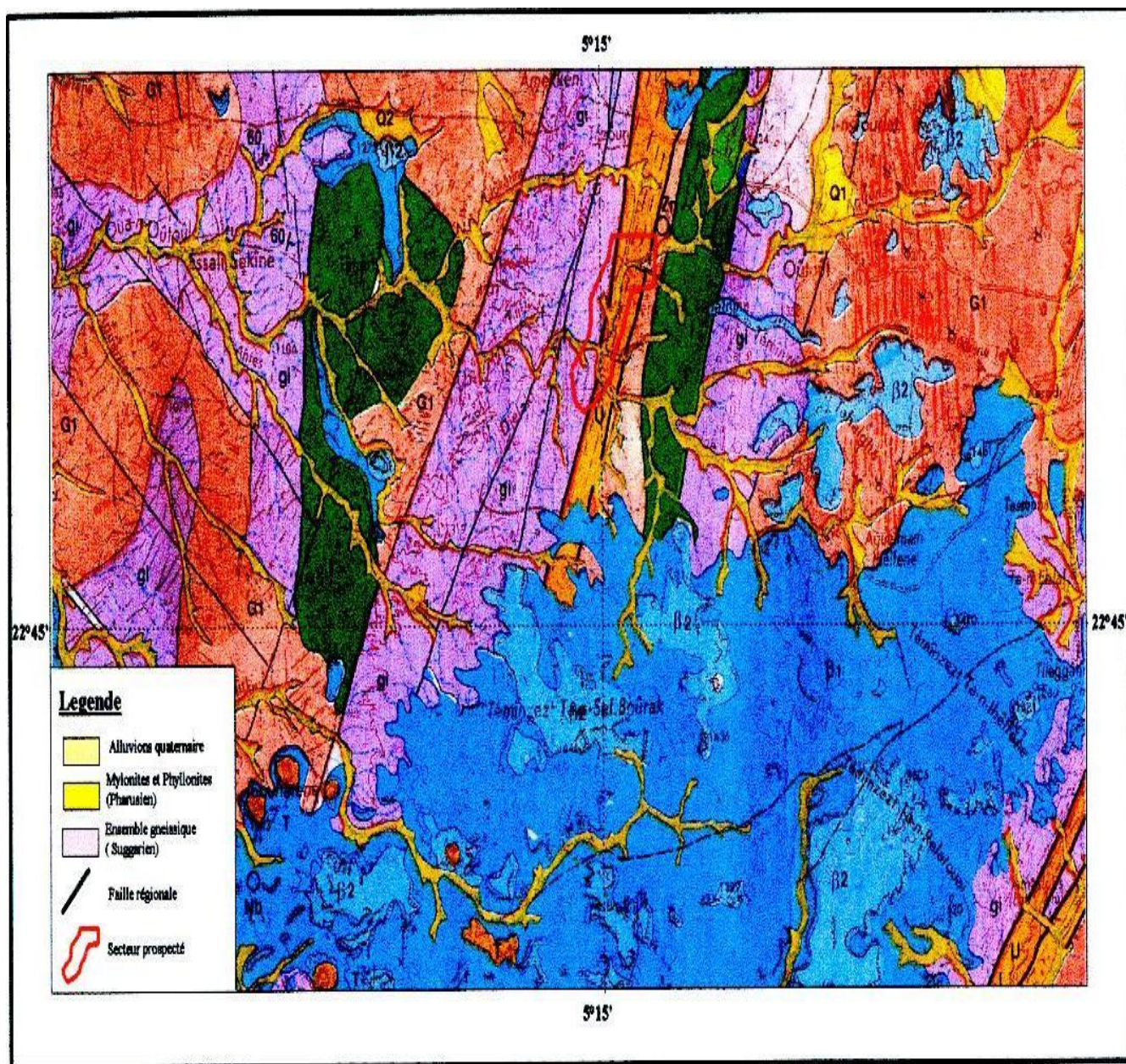


Figure II.2 : la carte géologique de Tamanrasset ech :1/200.000

En définitive on peut dire qu'au plan régional, le bassin d'oued Ihelfène comprend aussi bien les formations granitiques avec des granites roses à gros grains caractéristiques des granites du Hoggar, des migmatites, des gneiss, des zones mylonitiques et des roches volcaniques (tufs, basaltes ainsi que des dykes).

II.2.3. Tectonique

Malgré que les granites très fissurés ne puissent pas nous indiquer une direction bien nette, toutefois l'allongement des plis qui sont de style appalachien montrent clairement une direction d'ensemble. Ce sont ordinairement des plis droits, parfois légèrement déversés la direction de l'allongement générale des plis, et presque subméridienne NNW-SSE et le plissement est de direction NNE-SSW. Les zones mylonitiques localisée à l'amont et à l'aval de la cuvette de oued Outoul montrent aussi la même direction. Elle était décelée tout le long d'oued Ihelfène sur les affleurements des gneiss, gneiss schisteux. Les filons de migmatites qui recoupent les granites, les dykes et les failles. Nous pouvons donc dire que la direction d'ensemble la plus imposante est NNE-SSW.

Un ensemble de failles locales subverticales toutes de direction NNE-SSW bien visible vers l'aval de l'aire d'étude les granites à ce niveau sont très fracturés et présentent plusieurs plans de cassures.

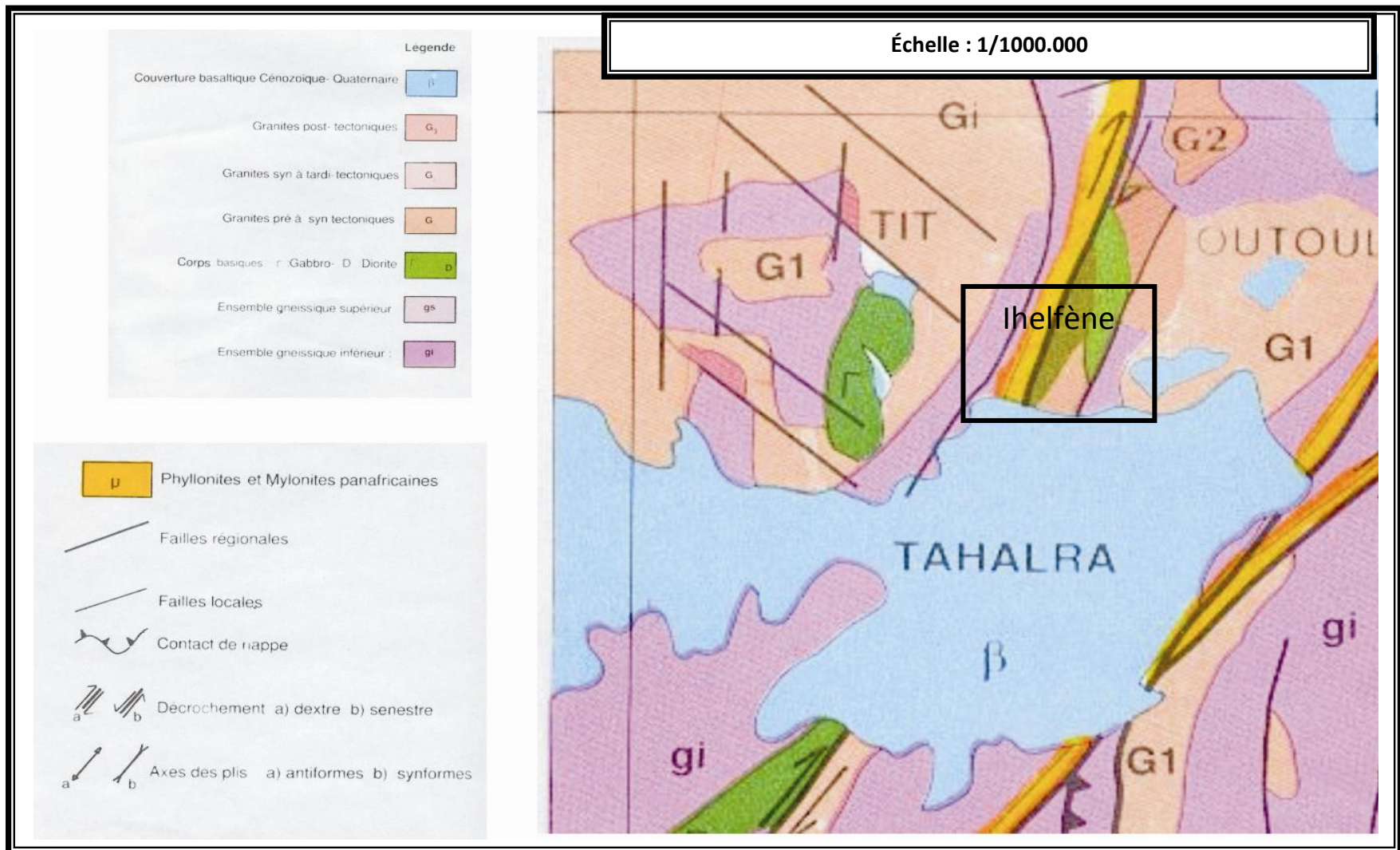


Figure II.3 : Schéma structurale du bassin d'Outoul

II.3. Géophysique

La présente étude géophysique répond au besoin de prospection géologique dans la partie inférieure d'Oued Outoul et au droit de la large aire de confluence de ce dernier avec Oued Ihelfène. L'objectif de l'étude est de déterminer, d'une part, la profondeur des alluvions, et par conséquent le toit du substratum sain au niveau des sites choisis pour la réalisation de la digue, et d'autre part la géométrie du remplissage alluvial aquifère. Dans ce cadre on met en œuvre de deux méthodes : l'une par sismique réfraction et l'autre par sondages électriques verticaux (SEV).

II.3.1. Prospection sismique

La campagne de sismique de petite réfraction est effectuée. D'où, trois profils sismiques ont été implantés, dont deux en tirs direct et inverse qui traversent le lit d'oued, perpendiculairement à ses deux rives. Ces deux profils sont orientés sensiblement NE-SW. Et un autre qui longe le lit d'oued, est orienté globalement E-W. Il est à rappeler que celui-ci, qui coupe le profil 2 a été réalisé en tir direct uniquement,

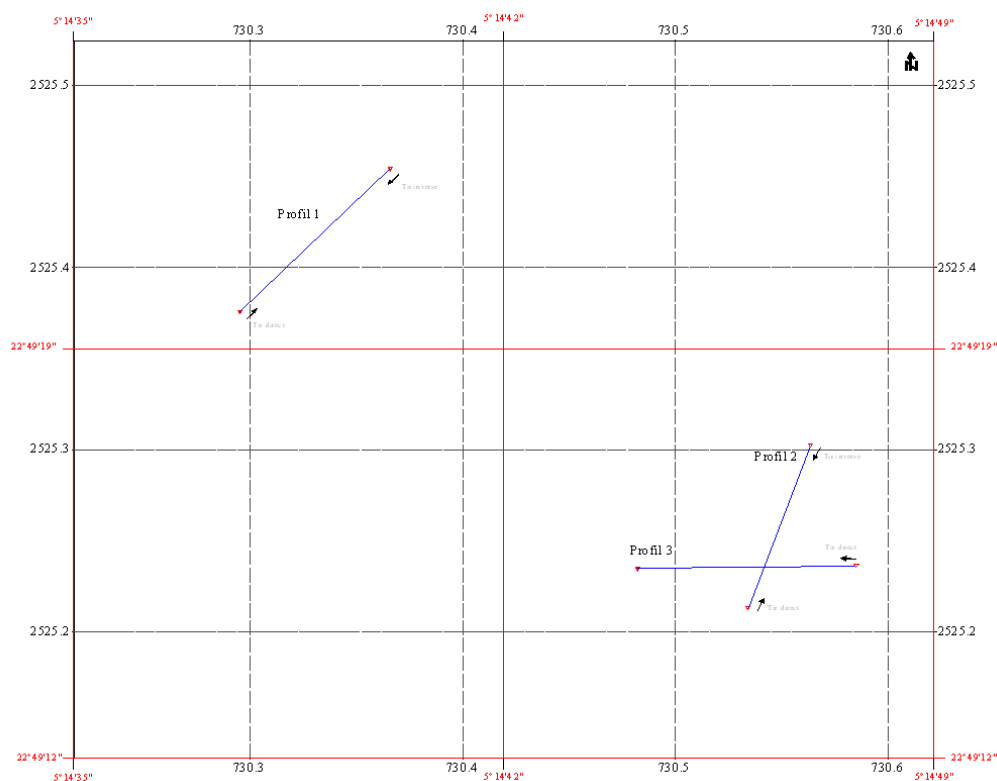


Figure II.4: Positionnement géographique des profils d'Ihelfène

Principe

La sismique de petite réfraction utilisée permet la mesure des temps des premières arrivées (t) des ondes de compression. En faisant varier la distance Source-Géophone (x), la courbe $t = f(x)$ permet à l'aide du tracé des dromochroniques de déterminer les vitesses et les épaisseurs des couches superficielles correspondantes. Ces épaisseurs sont données à l'aide de l'expression de l'intercepte I qui, pour un système à n couches, est exprimée par la relation.

$$I = 2 \sum h_n \cdot \cos i_n / V_n \dots\dots\dots(III.1)$$

Le dispositif utilisé est composé d'un monotrace de type NIMBUS (Géométriques) et de géophones verticaux dont la fréquence de coupure est de 14 Hz. La source employée est constituée d'un marteau et d'une plaque métallique de 25x25 cm² environ.

L'onde sismique de compression, générée en surface par la chute de masse sur la plaque métallique, se propage en subsurface et se réfracte au niveau des interfaces ou réflecteurs pour être captée par les géophones. Ces derniers sont disposés en ligne selon un profil sismique donné.

(EN-Hyd, 2005. P8)

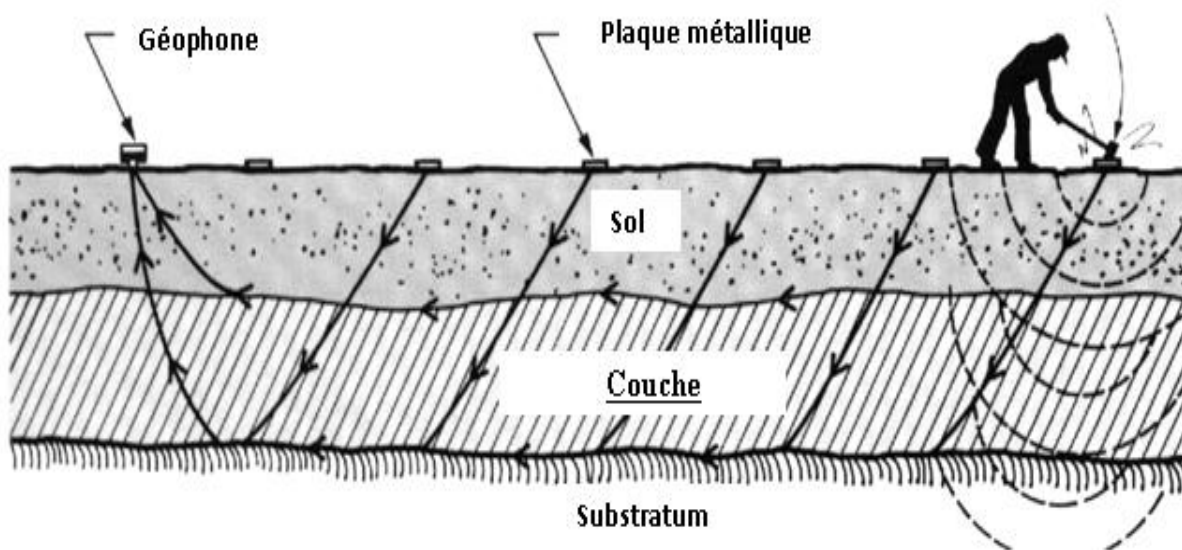


Figure II.5: Schéma de principe et dispositif de mesure de sismique de petite réfraction

Interprétation

Pour chacun des profils, un graphe $t = f(x)$ est réalisé à partir des données de terrain. Ce tracé des dromochroniques permet de définir le nombre de couches des terrains prospectés. Pour chaque couche définie, on détermine la vitesse V de propagation de l'onde sismique de compression ainsi que l'épaisseur h correspondante. Ce qui permet d'avoir le modèle de terrain à chaque tir du profil réalisé.

Tableau II.1 : Modèle de terrain de chaque tir de la région d'Ihelfène

Profil 1				
Tir direct				
V_1 (m/s)	V_2 (m/s)	V_3 (m/s)	h_1 (m)	h_2 (m)
255	2530	5150	0,4	7,6
Tir inverse				
V_1 (m/s)	V_2 (m/s)	V_3 (m/s)	h_1 (m)	h_2 (m)
395	1620	5900	0,8	4,7

Profil 2		
Tir direct		
V_1 (m/s)	V_2 (m/s)	h_1 (m)
550	4000	2,9
Tir inverse		
V_1 (m/s)	V_2 (m/s)	h_1 (m)
550	4500	5,3

Profil 3		
Tir direct		
V_1 (m/s)	V_2 (m/s)	h_1 (m)
530	4835	3,5

L'analyse des modèles de terrain obtenus montre que :

- 1- dans le cas du profil 1, le modèle est à trois terrains. Le premier dont l'épaisseur est assez faible car elle reste inférieure au mètre, est tel que sa vitesse moyenne est très lente. Ce terrain est attribué aux sables et alluvions d'oued peu ou pas consolidés. La valeur moyenne de cette vitesse est d'environ 300 m/s. Cependant, la vitesse du deuxième terrain est assez variable. En effet, celle-ci passe de 2530 m/s pour le tir direct à 1620 m/s pour le tir inverse. Cette vitesse qui est sensiblement plus élevée comparativement à celle du premier terrain, traduit la relative compaction de la deuxième couche. Elle impliquerait aussi une variation latérale de faciès et/ou une probable fracturation ou fissuration des formations traversées.

En effet, on constate une sensible variation des épaisseurs entre les tirs direct et inverse (respectivement 7.6 m et 4.7 m). Ces deux couches reposent sur un substratum très résistant. Sa vitesse moyenne V_3 est de l'ordre de 5500 m/s.

- 2- en ce qui concerne les profils 2 et 3, les valeurs évaluées sont assez comparables. On note une vitesse du premier terrain relativement plus élevée que pour le profil 1. Sa valeur moyenne $V_1 = 550$ m/s. Aussi, son épaisseur qui est presque la même pour les deux profils a une valeur moyenne d'environ 4 m. Cette couche légèrement compacte surplombe un substratum résistant. La valeur moyenne de sa vitesse V_2 dépasse les 4000 m/s.

Résultat

L'étude sismique réalisée montre que le substratum a une vitesse rapide car celle-ci dépasse les 4000 m/s pour les trois profils implantés. Cette valeur traduit la nature compacte des formations volcano-métamorphiques (Granito-Gneiss) qui affleurent sur les rives de l'oued Ihelfène.

Cependant, pour le profil 1, ce substratum semble être fracturé en plein milieu de l'oued. Par conséquent, il peut être considéré comme étant non homogène ce qui explique la variation latérale de la vitesse sismique de la deuxième couche qui le surplombe. En effet, celle-ci passe de 2500 m/s au SW, à 1600 m/s au NE.

Les deux autres profils montrent un substratum relativement homogène et de même nature que pour le profil 1. Sa vitesse reste supérieure à 4000 m/s. Sa profondeur moyenne est de l'ordre de 4 mètres.

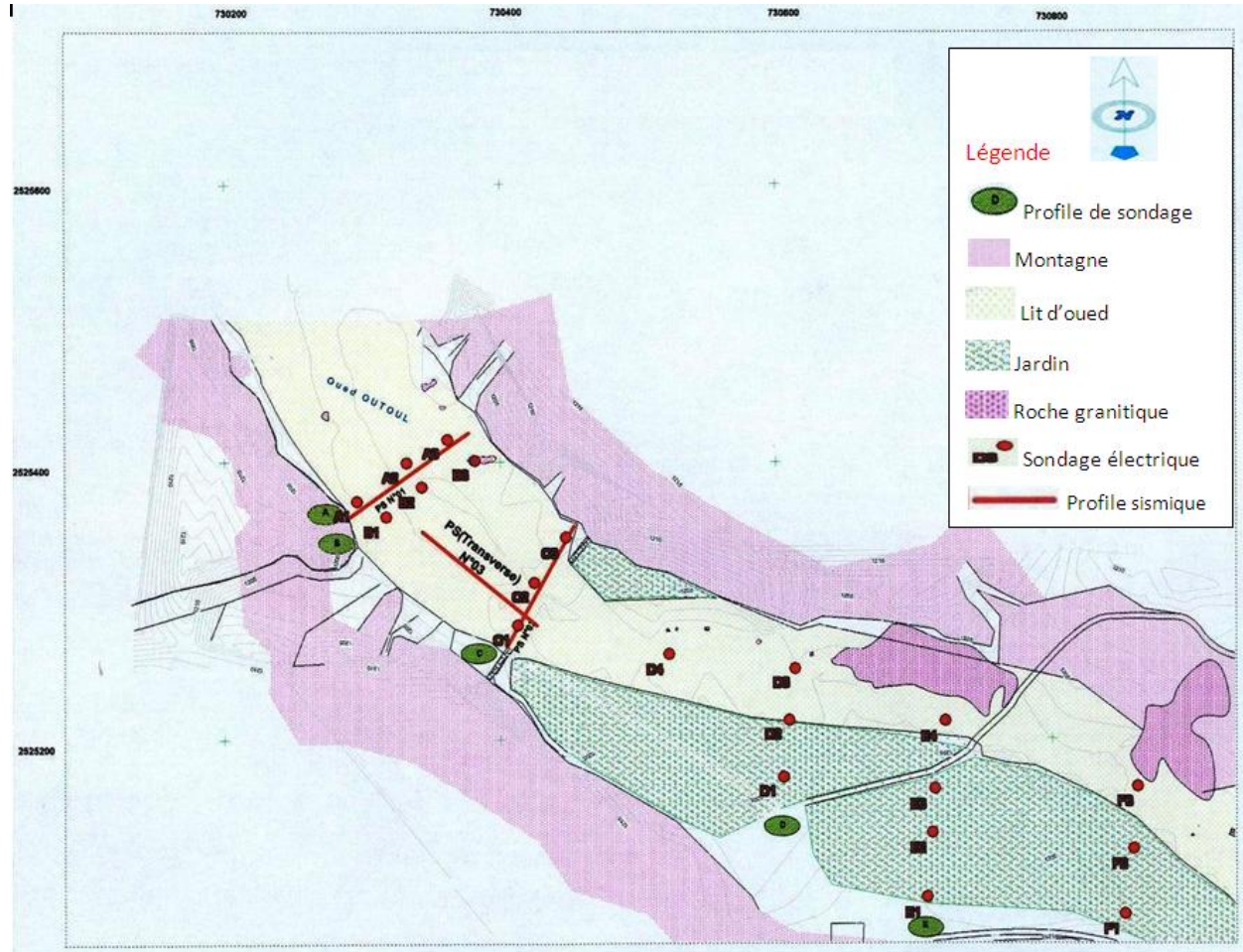


Figure II.6 : Carte de position des profils sismiques (Echelle 1/3500)

II.3.2. Prospection électrique

La méthode employée est celle des sondages électriques verticaux selon le dispositif de Schlumberger, avec une ligne d'émission de courant $AB = 300\text{m}$, pour une profondeur d'investigation inférieure à 75m :

(EN-Hyd, 2005. p25)

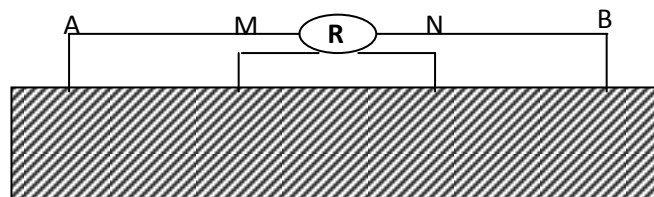


Figure II.7 : Schéma de principe

La couverture géophysique a comporté au total 61 sondages électriques. Deux sondages électriques paramétriques ont par ailleurs été réalisés. Le premier a été exécuté sur les formations rocheuses du Pharusien, et le second sur les formations suggariennes.

Les sondages électriques verticaux ont été repartis sur 22 profils, de différentes orientations. Ces profils, comprenant en moyenne 2 à 4 sondages, (un sondage tous les 25 à 70m) : ils sont situés à des distances variables (entre 30m à 400m).

La présente étude géophysique par la méthode des sondages électriques, avait pour but d'étudier l'extension et l'épaisseur des alluvions susceptibles d'être aquifères, de fournir une image du socle constituant le substratum et de caractériser les accidents tectoniques qui l'affectent.

L'interprétation des différents sondages électriques a mis en évidence les zones où les alluvions sont plus épaisses. Celles-ci atteignent une puissance maximale au niveau du profil I avec un pic de vingt mètres (20m).

Une remontée du substratum est constatée aux profils A, B et C. Elle forme, fort probablement une fermeture de la cuvette d'Oued Outoul.

Le socle altéré, s'avère parfois aquifère car les valeurs des résistivités chutent parfois pour atteindre celles des alluvions aquifères.

Le socle compact constitué par deux formations différentes, (ensemble gneissique et roches métamorphiques), est généralement le dernier terrain recoupé par les sondages électriques avec des résistivités allant de 35 Ohm.m à 6600 Ohm.m.

II.4.Géotechnique

Les travaux de reconnaissances géotechniques comportaient :

La réalisation de vingt et un (21) sondages mécaniques qui se répartissent dans le terrain comme suit :

* Six (06) sondages mécaniques implantés au niveau du site probable à la réalisation du barrage inféro-flux à partir de la rive gauche et complétés par trois (03) autres sondages.

* cinq (05) sondages mécaniques implantés au niveau du site d'implantation du barrage à partir de la rive gauche.

* sept (07) sondages mécaniques sont implantés tout au long de la cuvette.

La réalisation de 06 fouilles tout au long de la cuvette, avec un levé des coupes lithologiques de chaque tranchée ainsi que des prélèvements d'échantillons remaniés au total 18 échantillons non paraffiné qui ont fait l'objet d'analyse au laboratoire de géotechnique.

Le terrain étant gorgé d'eau une semaine après une importante crue les analyses de la teneur en eau spécifique ainsi que la densité humide. Ne seront pas pris en considération dans le rapport.

II.5. Géologie de site

La géologie au niveau du site de barrage se résume comme suit :

- le lit d'oued est constitué généralement par un modèle à deux couches selon la sismique, la première couche est constituée par des sables et alluvions. La deuxième couche très résistante constitue le substratum sain avec une vitesse moyenne de 4000 m/s et une profondeur moyenne de 04mètres.
- L'absence des failles selon le rapport sismique.
- A partir des cinq (05) sondages mécaniques et des trois (03) sondages électriques; on a établi une coupe géologique du site. La coupe permet de déceler l'allure du substratum (altéré et sain) ainsi que l'épaisseur des sables et alluvions dans différents endroits de l'axe du site. elle montre aussi que les granites sains présentent le plus souvent deux plans de fissuration bien distinct l'un oblique et l'autre subhorizontale.
- La présence de dyke syn tectonique vers l'amont de ce site observé au niveau des deux rives.

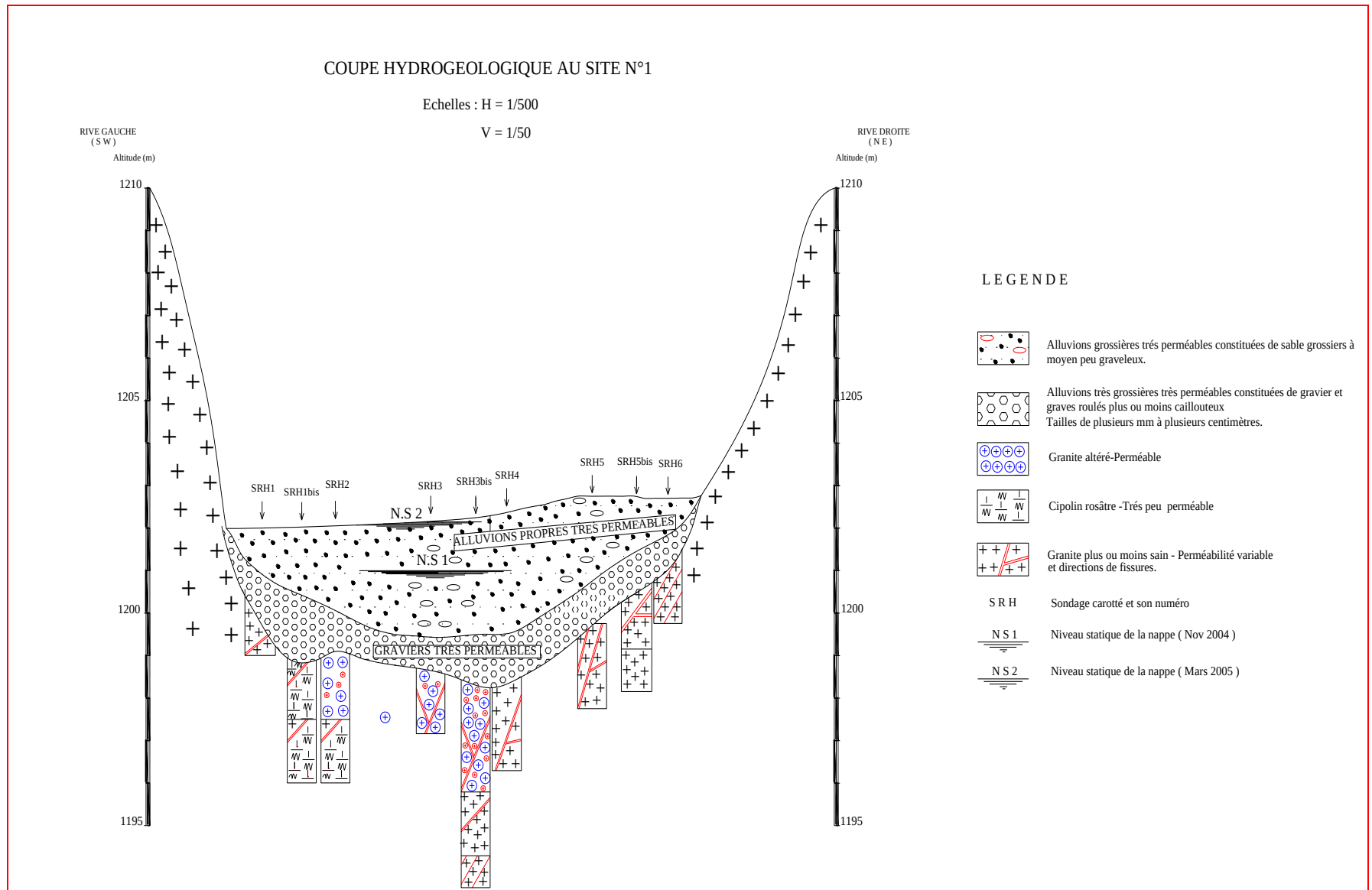


Figure II.8 : Coupe géologique de site de barrage

Conclusion

D'une manière générale le lit d'oued Ihelfène présente des sables grossiers à moyens au sommet et devient plus fins vers la base en association avec des limons et de fines pellicules d'argiles par endroits au niveau de la zone de confluence des deux oueds ; souvent en associations avec des graviers, gravas, galets, blocs, et l'affleurement du substratum vers l'aval et en amont de la cuvette.

Les données géologiques et géotechniques ainsi que géophysiques montrent clairement que le site choisi est le plus approprié pour la réalisation de notre inféro-flux.

Un sondage carotté qui se situe à proximité de la zone de confluence indique la plus importante épaisseur d'alluvions avec un pic de 17.5 m, (20m selon la géophysique).

Une remontée du substratum au niveau de site (4 mètres en moyenne) indique probablement la fermeture de la cuvette d'Oued Outoul.

Le substratum sain présent des plans de fracturation profond, oblique et subhorizontale qui diminue en profondeur

Chapitre III

Etude hydrologique

Introduction

Le ruissellement superficiel au Sahara reste peu étudié jusqu'à ce jour. Il peut se produire dans des oueds secs d'une manière accidentelle et résultant d'une crue violente en une courte durée parfois surprenante que nous ne pouvons pas négliger tant de point de vue fréquence ou quantité.

Comme l'étude du ruissellement superficiel doit être à la base de tout projet d'aménagement et que les eaux ruisselantes constituent la principale source d'alimentation des nappes d'eau profondes au Sahara, il est nécessaire et obligatoire d'effectuer une étude hydrologique.

III.1. Le bassin versant***III.1.1. Caractéristiques morphologiques*****III.1.1.1. Paramètres géométriques**

L'oued Outoul au site projeté du barrage inféro-flux à Ihelfène draine un bassin versant de 704 km² dans un périmètre de 219 km. Il culmine au nord à 2752 m d'altitude à sesher Akh Tinra où l'oued prend source et continue son cours au sud - ouest sur une longueur de 94.5 km. Il fait parti du grand bassin du Sahara et plus exactement du bassin de Tanezrouft qui s'étend sur la partie ouest du Hoggar, de forme très allongée, constitué d'un réseau hydrographique assez dense.

L'oued Outoul se caractérise par un régime d'écoulement temporaire, il ne se produit que quelques jours dans l'année par le fait des crues.



Figure III.1: Le bassin versant de l'oued d'Outoul (échelle : 1/200 000)

III.1.1.2. Paramètres de forme**A- Indice de compacité "Kc"**

Cet indice caractérise la forme du bassin versant qui nous renseigne sur la vitesse de concentration des débits. Il est égal au rapport du périmètre du bassin versant considéré à celui d'un cercle qui aurait la même surface.

(Touaïbia, 2004, p.5)

$$K_c = \frac{P}{\sqrt{S}} * 0.282 \dots \dots \dots (III.1)$$

P : périmètre du bassin versant (Km)

S : surface du bassin versant (Km²)

K_c : indice de compacité.

Plus ce coefficient s'approche de 1, plus la forme du bassin versant sera ramassée et plus le temps de concentration des eaux, sera court. Elle sera allongée dans le cas contraire.

$$K_c = \frac{219}{\sqrt{704}} * 0.282 = 2.32$$

On pourra dire que notre bassin est de forme allongé.

B - Coefficient d'allongement

Il est obtenu par la relation :

$$C_a = \frac{L^2}{S} \dots \dots \dots (III.2)$$

$$C_a = \frac{94.5^2}{704} = 12.68$$

L : la longueur du talweg principal

S : la superficie du bassin versant.

C- Rectangle équivalent

C'est une transformation purement géométrique en un rectangle (L x l) ayant la même surface que le bassin versant. Il permet de comparer les bassins versants entre eux de point de vue de l'écoulement.

Le périmètre et la surface du rectangle sont respectivement :

$$P=2(L+l) \quad \text{et} \quad S=L.l$$

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

La longueur est donnée par la formule

$$L = \frac{K_c \sqrt{S}}{1.12} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K_c} \right)^2} \right] \dots \dots \dots (III.3)$$

La largeur est donnée par la formule:

$$L = \frac{K_c \sqrt{S}}{1.12} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K_c} \right)^2} \right] \dots\dots\dots (III.4)$$

L : longueur du rectangle équivalent en (Km)

l: largeur du rectangle équivalent en (Km)

S : Surface du bassin versant (Km²).

K_c : Indice de compacité

On obtient : L = 103.1 km et l = 6.83 km.

III.1.2. Le relief

III.1.2.1. Répartition de bassin et courbe hypsométrique

La courbe hypsométrique est tracée selon les résultats des mesures de la répartition du bassin versant par tranche d'altitude, et surfaces partielles, cette courbe fournit une vue synthétique de la pente du bassin, donc du relief. Cette courbe représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude. Elle exprime ainsi la superficie du bassin ou le pourcentage de superficie, au-delà d'une certaine altitude.

Tableau III.1 : Coordonnées de la courbe hypsométrique

Altitude (m)	Altitude H _i (m)	Surfaces partielles S _i (km ²)	Surfaces Partielles S _i (%)	Surfaces cumulées S _i (%)
2752-2700	52	0.09	0.01	0.01
2700-2600	100	0.83	0.12	0.13
2600-2500	100	3.92	0.56	0.68
2500-2400	100	13.69	1.94	2.63
2400-2300	100	24.6	3.49	6.12
2300-2200	100	27.64	3.93	10.05
2200-2100	100	24.43	3.47	13.52
2100-2000	100	27.41	3.89	17.41

Suite de tableau III.1 : Coordonnées de la courbe hypsométrique

Altitude (m)	Altitude H_i (m)	Surfaces partielles S_i (km ²)	Surfaces Partielles S_i (%)	Surfaces cumulées S_i (%)
2000-1900	100	16.66	2.37	19.77
1900-1800	100	21.24	3.02	22.79
1800-1700	100	46.71	6.63	29.42
1700-1600	100	52.22	7.42	36.84
1600-1500	100	64.78	9.20	46.04
1500-1400	100	79.95	11.35	57.39
1400-1300	100	264.72	37.59	94.99
1300-1200	100	35.29	5.01	100.00

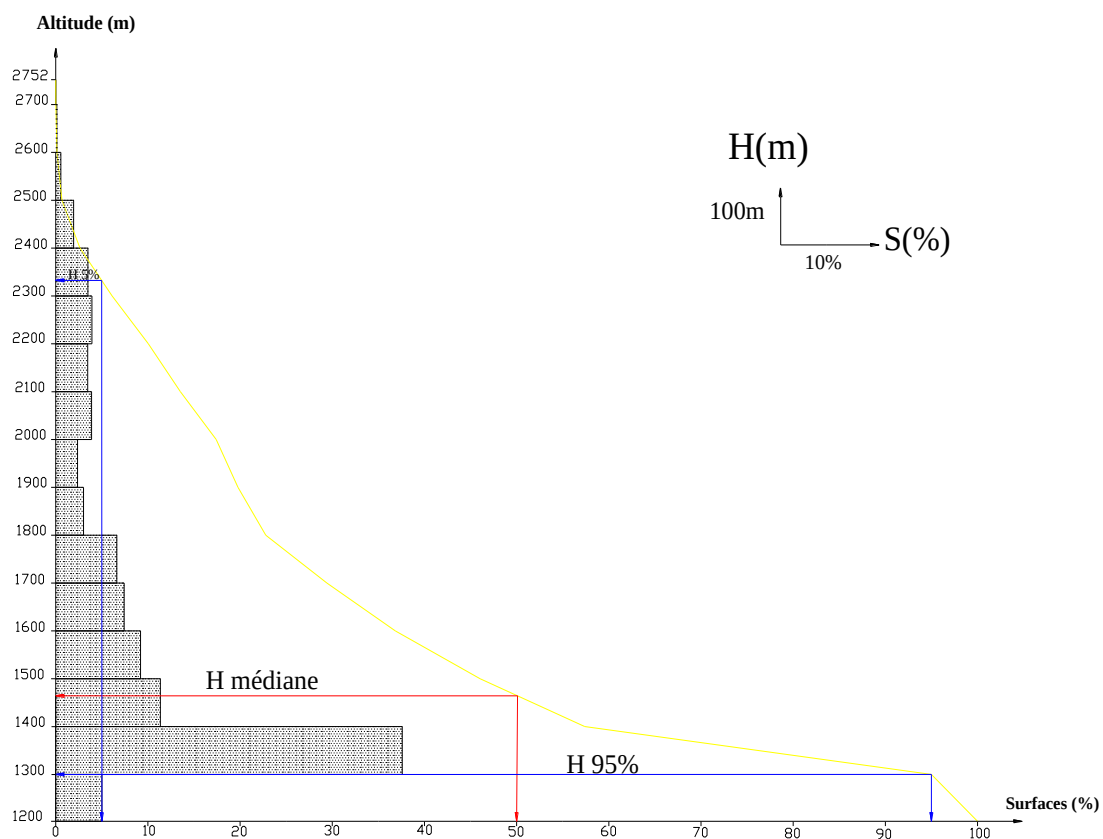


Figure II.2: répartition et courbe hypsométrique

A- Altitude médiane

L'altitude médiane correspond à celle lue au point d'abscisse 50% de la surface totale du bassin, sur la courbe hypsométrique:

$$H_{\text{med}} = 1465 \text{ m}$$

B- Altitude moyenne

L'altitude moyenne H_m est calculée par la formule suivante :

$$H_m = \frac{\sum_{i=1}^n S_i H_i}{S} \dots \dots \dots \text{(III.5)}$$

S_i : surface partielle entre deux courbes de niveaux (Km^2)

H_i : altitude moyenne entre deux courbes de niveaux successive (m)

S : Superficie du bassin versant (Km^2)

$$H_{\text{moy}} = 1608 \text{ m.}$$

C- Indice de pente globale I_g

Cet indice est déterminé par la formule suivante: (Merrien-Soukatchoff, 2003,p. 14)

$$I = \frac{D}{L} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \dots \dots \dots \text{(III-6)}$$

Avec:

L : la longueur du rectangle équivalent.

D : Dénivelée entre $H_{5\%}$ et $H_{95\%}$.

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

$$I_g = 1\%$$

D- Indices de pente de Roche I_p

Il est donné par la formule suivante :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{S_i (H_i - H_{i-1})} \dots \dots \dots \text{(III.7)}$$

L : longueur de rectangle équivalent (m)

S_i : surface partielle (%) comprise entre 2 courbes de niveau consécutives H_i et H_{i+1}

Tableau III.2 : détermination de la pente Roche I_p

Altitude (m)	$H_i - H_{i-1}$ (m)	S_i (%)	$\sqrt{S_i(H_i - H_{i-1})}$
2752-2700	52	0.01	0.82
2700-2600	100	0.12	3.43
2600-2500	100	0.56	7.46
2500-2400	100	1.94	13.94
2400-2300	100	3.49	18.69
2300-2200	100	3.93	19.81
2200-2100	100	3.47	18.63
2100-2000	100	3.89	19.73
2000-1900	100	2.37	15.38
1900-1800	100	3.02	17.37
1800-1700	100	6.63	25.76
1700-1600	100	7.42	27.23
1600-1500	100	9.20	30.33
1500-1400	100	11.35	33.70
1400-1300	100	37.59	61.31
1300-1200	100	5.01	22.39
Somme		100	335.97

$$I_p = 1.04\%$$

E- Indice de pente moyenne I_m

L'indice de pente moyenne est le rapport entre la dénivelée et la longueur du rectangle équivalent. Il est donné par la formule suivante :

(LABORDE, 2000, p.7)

$$I_m = \frac{\Delta H(0.5l_1 + l_2 + l_3 + \dots + 0.5l_n)}{S} \dots \dots \dots (III.8)$$

ΔH : Dénivelés entre deux courbes de niveaux successives.

$L_1, L_2, \dots, L_n$: les longueurs des courbes de niveaux (Km).

S: superficie du bassin versant (Km²).

Tableau III.3: Evaluation de la pente moyenne.

n	courbe	ΔH	Longueur (km)
1	2700	100	0.03
2	2600		0.12
3	2500		0.57
4	2400		2
5	2300		3.6
6	2200		4.05
7	2100		3.58
8	2000		4.01
9	1900		2.44
10	1800		3.11
11	1700		6.84
12	1600		7.64
13	1500		9.48
14	1400		11.7
15	1300		38.76
16	1200		5.17

$$I_m = 1.42 \%$$

III.2. Caractéristiques hydrographiques

III.2.1. Densité de drainage

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

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S} \dots\dots\dots (III.9)$$

Avec:

$\sum_{i=1}^n L_i$: La longueur totale de tous les cours d'eau égale à 1269 Km.

S : Superficie du bassin versant en (Km²).

Pour procéder à ce calcul, il faut classer les cours d'eau en utilisant la méthode de Schum.

$$D_d = 1.8 \text{ Km/Km}^2$$

III.2.2. Densité du thalweg élémentaire

C'est le rapport entre le nombre des talwegs d'ordre 1 et la surface globale du bassin versant :

$$F_1 = \frac{N_1}{S} \dots\dots\dots (III.10)$$

N1 : Nombre de thalwegs d'ordre 1, N1= 695

S : Superficie du bassin versant.

$$F_1 = 0.98 \text{ thalweg/km}^2$$

III.2.3. Coefficient de torrentialité

Le coefficient de torrentialité '' Ct '' est calculé par l'expression suivante:

$$Ct = D_d \cdot F_1 \dots\dots\dots (III.11)$$

D_d : densité de drainage en Km/Km²

F₁ : Densité du thalweg élémentaire

$$Ct = 1.76$$

III.2.4. Longueur moyenne des versants

$$L_i = \frac{L}{2D_d} \dots\dots\dots (III.12)$$

D_d : densité de drainage en Km/Km²

L : longueur de rectangle équivalent en Km

$$L_i = 28.6 \text{ Km}$$

III.2.5. La pente moyenne de cours d'eau principal

La pente moyenne du bassin d'Outoul est calculée selon la relation suivante :

$$I = \frac{\Delta H}{\Delta L} \dots\dots\dots (III.13)$$

ΔH: Différence d'altitude entre deux cours d'eaux suffisamment éloignés.

ΔL: La distance entre ces deux points.

$$I = 1.33\%$$

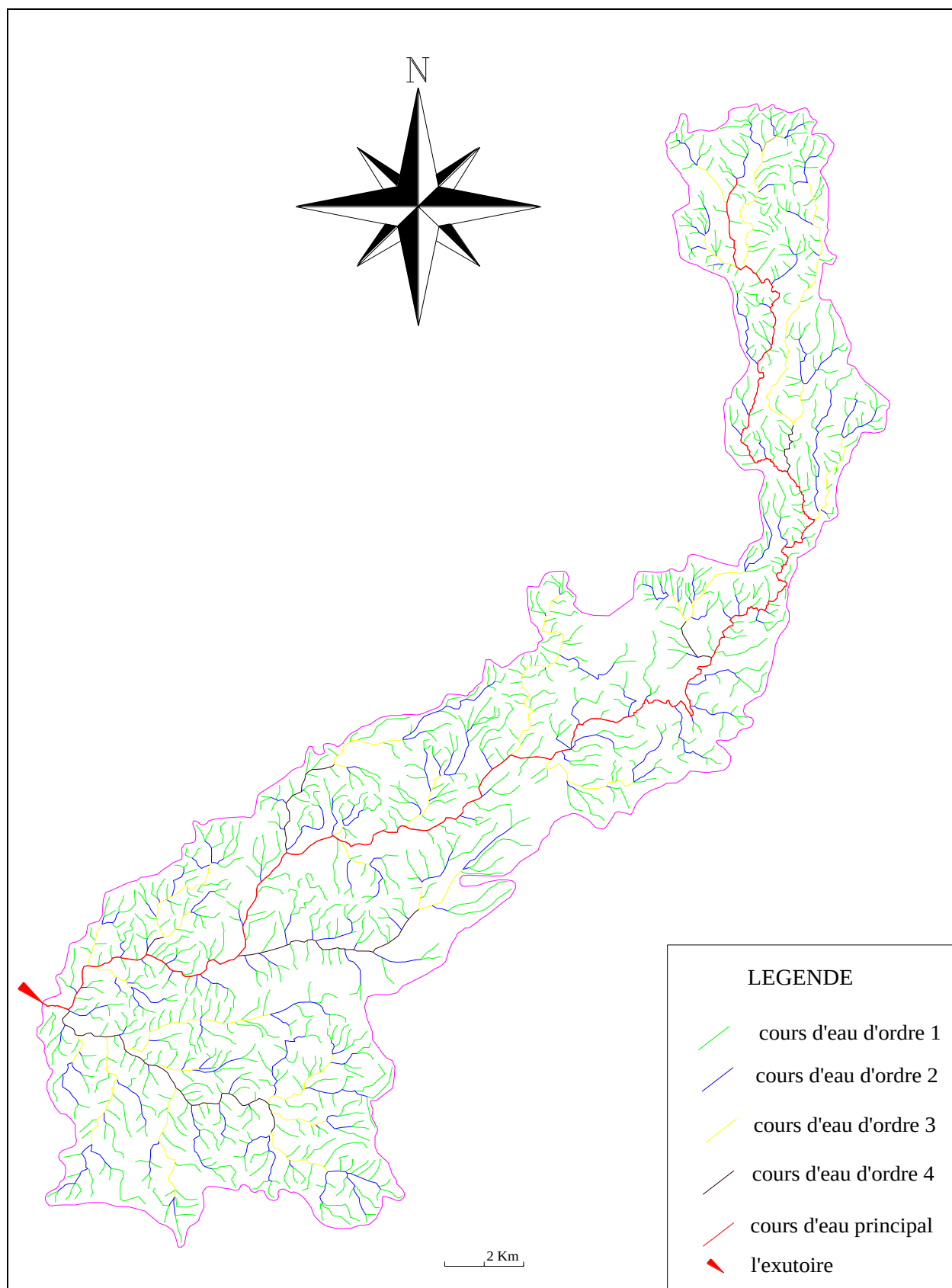


Figure III. 3 : Le réseau hydrographique du bassin versant

III.2.6. Temps de concentration du bassin versant T_c

On appelle temps de concentration d'un bassin versant, la durée nécessaire pour que la pluie tombée sur le point le plus éloigné hydrauliquement atteigne le site. L'estimation du temps de concentration est faite par les formules empiriques suivantes

III.2.6.1. Formule de Giandotti

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1,5L_p}{0,8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \dots\dots\dots(III.14)$$

(Touaïbia, 2004, p.10)

T_c : Temps de concentration (h)

S : Surface du bassin versant (Km^2)

L_p : Longueur du cours d'eau principal (Km)

H_{moy} : Altitude moyenne (m)

H_{min} : Altitude minimale (m)

$$T_c = 15.34 \text{ heures}$$

III.2.6.2. Formule S.C.S (Soil Conservation Service)

$$T_c = \left[\frac{0.87.L^3}{H_{max} - H_{min}} \right]^{0.385} \dots\dots\dots(III.15)$$

T_c : Temps de concentration (h)

L : Longueur du cours d'eau principal (Km)

H_{max} : Altitude maximale (m)

H_{min} : Altitude minimale (m)

$$T_c = 10.71 \text{ heures}$$

III.2.6.3. Formule de Kirpich

$$T_c = 0.39 \left(\frac{L}{\sqrt{I}} \right)^{0.77} \dots\dots\dots(III. 16)$$

L : Longueur du cours d'eau principal (Km)

I : Pente du cours d'eau principale (%)

$$T_c = 11.6 \text{ heures}$$

Tableau III.4: calculs du Temps de concentration.

Formule	Tc(heures)
Formule de Giandotti	15.34
Formule S.C.S	10.71
Formule de Kirpich	11.6

Vue la caractère empirique de ces formules, on gardera pour la suite de l'étude la valeur de Giandotti ($T_c=15.34$ h) pour plus de sécurité.

III.2.7. 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 :

$$V_r = \frac{L_p}{T_c} \dots\dots\dots (III.17)$$

L : Longueur du thalweg principal (Km)

Tc : Temps de concentration (h)

$$V_r = 6.16 \text{ Km/h}$$

III.2.8. Profil en long de l'Oued

Ce profil est tracé à partir de la carte topographique en tenant compte de l'altitude et de la longueur de cours d'eau jusqu'à l'exutoire.

Tableau III.5 : la longueur de cours d'eau principale en chaque altitude

Courbe de niveau (m)	Distance (Km)	Distance cumulée (Km)
2700-2600	0.21	0.21
2600-2500	0.48	0.69
2500-2400	0.45	1.14
2400-2300	3.9	5.04
2300-2200	4.63	9.67
2200-2100	6.48	16.15
2100-2000	7.95	24.1
2000-1900	3.63	27.73
1900-1800	3.57	31.3
1800-1700	9.68	40.98
1700-1600	5.46	46.44
1600-1500	13.74	60.18
1500-1400	10.23	70.41
1400-1300	17.86	88.27
1300-1200	6.19	94.46

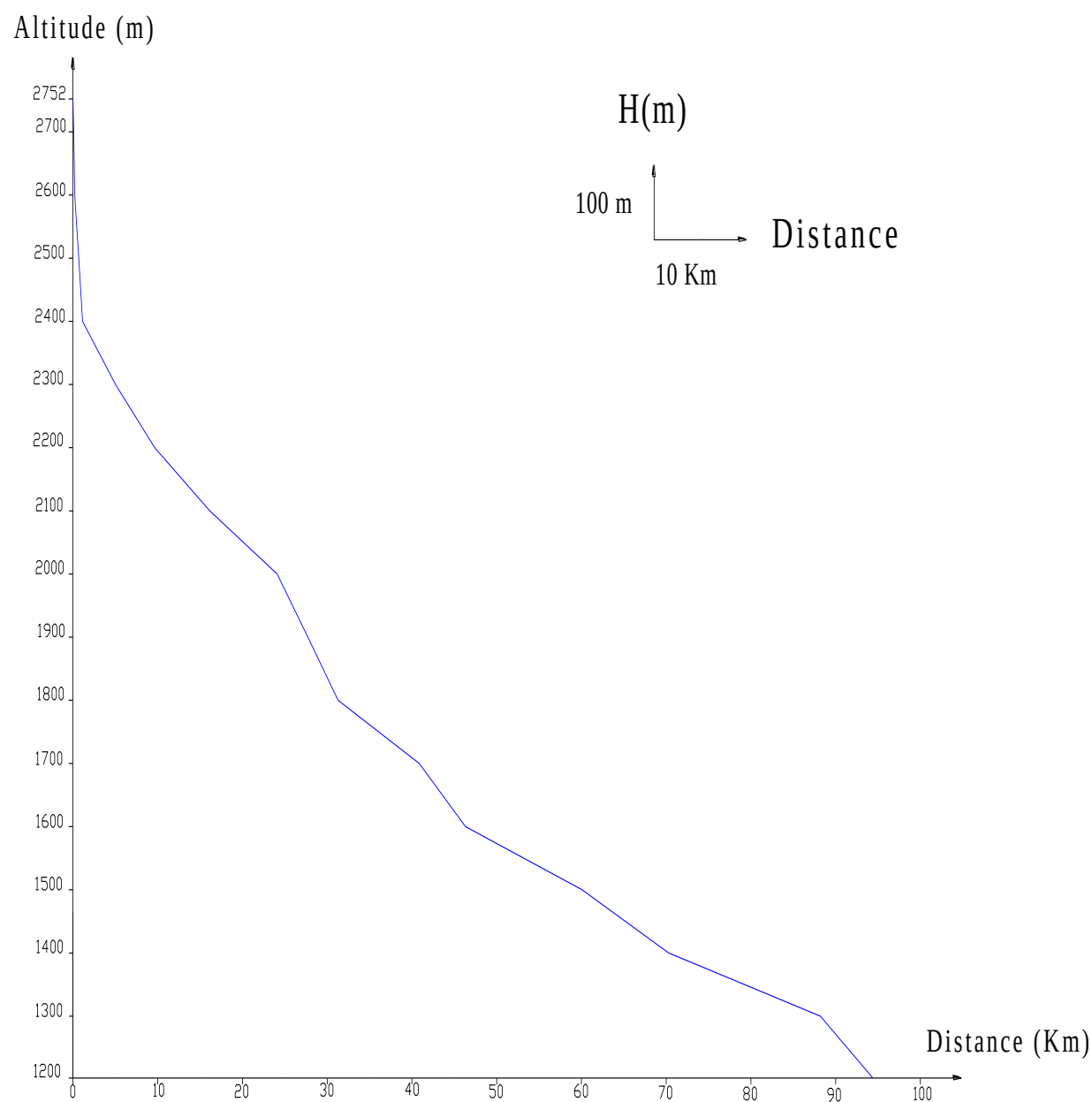


Figure III.4 : Profil en long du cours d'eau principal

Tableau III.6 : Caractéristiques du bassin de l'oued Outoul au site Ihelfène

Caractéristiques du bassin versant		Symbole	Valeur	unité
Surface		S	704	km ²
Périmètre		P	219	km
Longueur du thalweg principal		L _{oued}	94.5	Km
Indice de compacité		Kc	2.32	
Coefficient d'allongement		Ca	12.68	
Rectangle équivalent	longueur	L _r	103.1	Km
	largeur	l _r	6.83	Km
Altitude	maximale	H _{max}	2752	m
	minimale	H _{min}	1200	m
	moyenne	H _{moy}	1608	m
	médiane	H _{med}	1465	m
Indice de pente de Roche		I _p	1.04	%
Indice de pente globale		I _g	1	%
Indice de pente moyenne		I _m	1.42	%
Densité de drainage		D _d	1.8	Km/Km ²
Coefficient de torrentialité		Ct	1.76	
pente moyenne de cours d'eau principale		I	1.33	%
Temps de concentration Tc		Tc	15.34	h

III.3. Caractéristiques climatique du bassin versant

Les différents phénomènes météorologiques d'intérêt peuvent être caractérisés, avec une précision suffisante pour les besoins de l'étude, à partir des observations enregistrées à une station voisine qui est celle de Tamanrasset située à une trentaine de kilomètres environ à l'est du site Ihelfène et localisée à une altitude de 1372 m dont les coordonnées géographiques sont: latitude = 22°49 N et longitude= 05°27 E.

Les différentes données climatiques fournies par la direction météorologique régionale sud (Tamanrasset) sont enregistrées sur une période allant de 1976 jusqu'à l'an 2010.

III.3.1. Température

Dans le Tableau (III.7) sont portées les températures moyennes annuelles à la station de Tamanrasset, ainsi que les températures minimales et maximales mensuelles.

Tableau III.7: Températures moyennes, maximale et minimale

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Sep	Oct	Nov	Déc	moy
T _{min}	5.2	7.1	11	15.5	19.8	22.9	23.2	22.7	21.2	16.6	10.5	6.5	15.2
T _{max}	20.2	22.4	25.7	30.3	33.7	35.6	35.4	34.8	33.4	29.7	24.9	21.5	29
T _{moy}	12.7	14.7	18.4	22.9	26.7	29.2	29.3	28.8	27.3	23.2	17.7	14	22.1

Les mois les plus chauds sont mai, juin, juillet, août et septembre où la température moyenne varie entre 26.7°C et 29.3°C, les mois les plus froids sont décembre, janvier et février, où la température moyenne oscille entre 12.7°C et 14.7°C

L'écart de températures entre l'été (juillet) et l'hiver (janvier) est environ de 16.6 °C en moyenne. La température moyenne annuelle est de 22.1°C

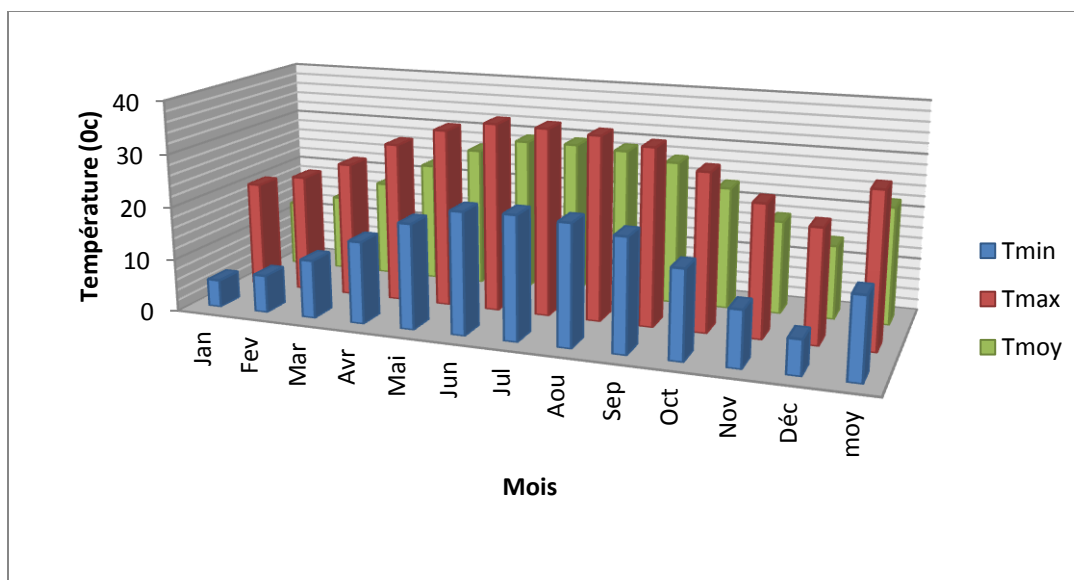


Figure III.5: Températures en fonction de temps

III.3.2. Vent

Le vent se détermine par sa vitesse et sa direction. Les vitesses mensuelles moyennes du vent et le nombre de jours violents supérieur à 20 m/s enregistrés à la station de Tamanrasset figure au tableau qui suit:

Tableau III.8 : Vitesses moyennes mensuelles du vent et le nombre de jours violents supérieur à 20 m/s

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Jui	Aou	Sep	Oct	Nov	Déc	Moy. An
vent (Km/h)	10	11	14	14	14	14	15	14	13	11	9	9	12.3
Nombre de jour où $V \geq 20$ m/s	1	1	4	5	6	7	5	6	10	3	1	0	49

L'analyse de (tableau III.8) montre une variabilité relative des vitesses tout le long de l'année. Elles restent faibles durant les mois d'octobre jusqu'à février et plus fortes pendant la période allant de mars jusqu'à septembre.

En ce qui concerne la direction des vents et leurs fréquences, nous constatons selon les données observées à la station de Tamanrasset que les vents prédominants sont ceux de l'est et nord, et avec des fréquences respectivement de 10,2 % et 9,6%.

Tableau III.9 : Fréquence moyenne interannuelle des vents par leur direction.

Direction	N	NE	E	SE	S	SO	O	NO
Fréquence (%)	4,8	9,6	10,2	6	8,4	3	6,6	6,6

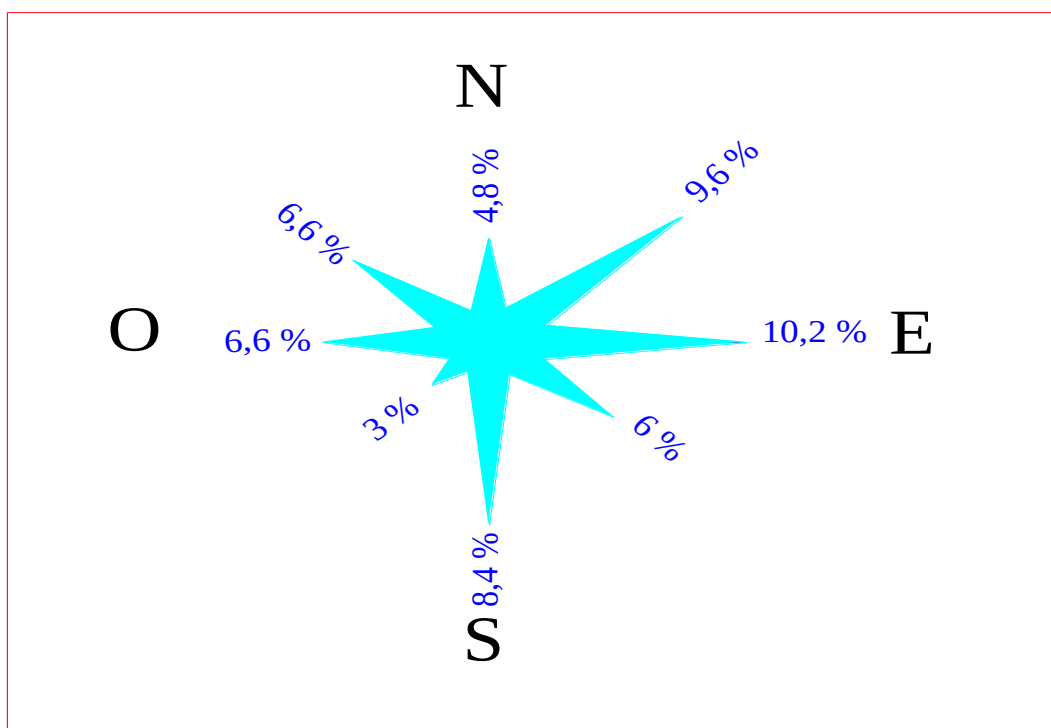


Figure III.6 : Rose des vents-Station de Tamanrasset

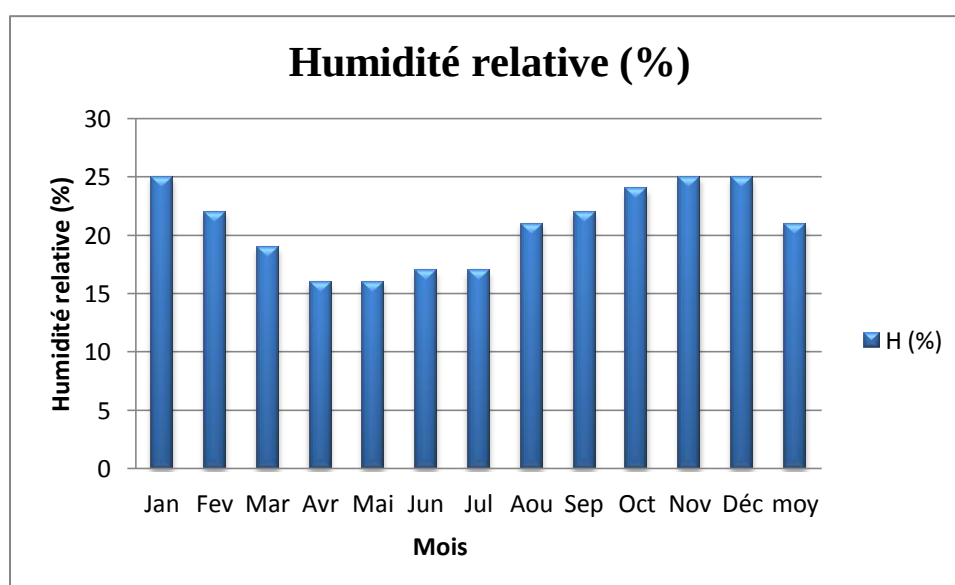
III.3.3.Humidité relative

C'est un élément important du cycle hydrologique contrôlant l'évaporation du sol et la couverture végétale et qui représente un degré de saturation de l'air en vapeur d'eau.

Tableau III.10: Humidité mensuelles moyennes (%)

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Sep	Oct	Nov	Déc	Moy
Hum (%)	25	22	19	16	16	17	17	21	22	24	25	25	21

La moyenne annuelle de la région est de 21 %. Ses valeurs maximales sont atteintes en octobre, novembre, décembre et janvier (24 à 25%) et minimales en avril, mai, juin et juillet (16 à 17 %).

**Figure III.7 :** Humidités en fonction de temps

III.3.4. Ensoleillement

Les valeurs mensuelles moyennes observées sont présentées ci-dessus :

Tableau III.11 : Ensoleillement mensuel moyen (heures)

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Sep	Oct	Nov	Déc	Année
Ens (h)	279	271	287	292	290	250	299	278	244	276	280	279	3325

L'analyse de ce tableau met en valeur l'importance de l'insolation dans cette zone (3325 heures /an = 9,1 heures / jour).

III.3.5. Chasse Sable

C'est un ensemble de particules de sable, soulevées du sol à des hauteurs faibles ou modérées, par un vent suffisamment fort et turbulent.

Tableau III.12 : Valeurs moyennes mensuelles du nombre de jours de chasse Sable

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Sep	Oct	Nov	Déc	Année
Nbr jours	1	1	2	2	3	3	3	2	3	1	0	0	21

Ce phénomène est fréquent pendant les mois de mai jusqu'à septembre.

III.3.6. Evaporation

La variation de l'humidité relative et de la température influe directement sur l'évaporation dont les valeurs moyennes mensuelles mesurées sous abri à l'évaporomètre Piche de Tamanrasset, sont données dans le tableau ci-dessous.

Tableau III.13 : Evaporations mensuelles et annuelles en (mm)

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Sep	Oct	Nov	Déc	Année
Ev (mm)	229	245	337	407	471	473	493	446	396	337	254	224	4312

L'évaporation des nappes d'eau libres est très mal connue au Sahara. Les seules estimations que l'on peut donner sont basées sur des mesures faites sous abris avec des évaporomètres Piche. Leur signification est tout à fait incertaine, elles sont acceptables à condition d'admettre que les valeurs trouvées sont sensiblement le double de la valeur réelle de l'évaporation.

Tableau III.14 : Evaporations mensuelles et annuelles au plan d'eau libre

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Sep	Oct	Nov	Déc	Année
Ev (mm)	115	123	168	203	236	237	246	223	198	168	127	112	2156

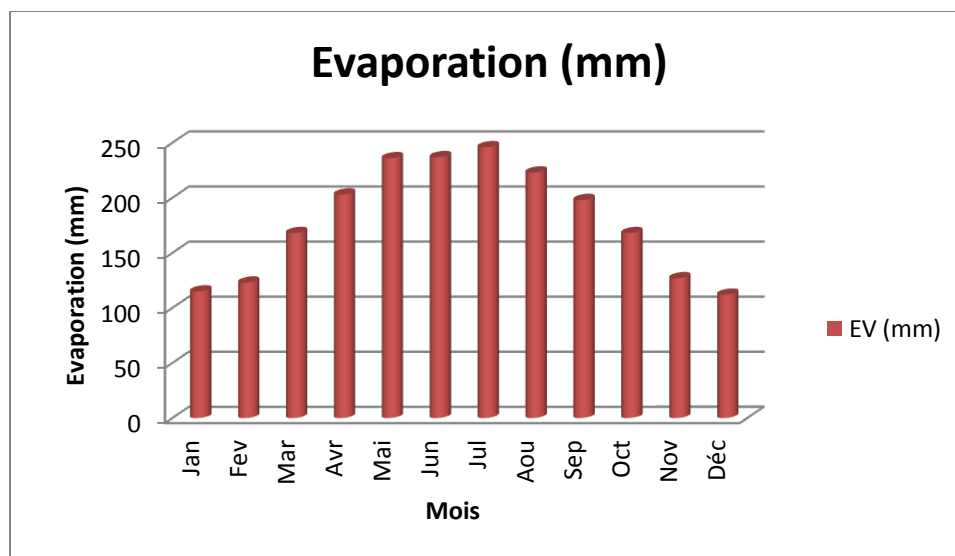


Figure III.8 : Evaporations en fonction de temps

III.3.7. Indice d'aridité de DE MARTONNE

En se basant sur le régime des précipitations et des températures, DE MARTONNE (1923) a défini un indice d'aridité (A).

$$A = \frac{P}{T+10} \dots\dots\dots(III.18)$$

Tel que :

P : Précipitation moyennes annuelles (mm)

T : Températures moyennes annuelles (C)

Tableau III.15 : indice d'aridité

Indice d'aridité	Climat
$20 < A < 30$	Climat tempéré
$10 < A < 20$	Climat semi-aride
$7.5 < A < 10$	Climat steppique
$05 < A < 7.5$	Climat désertique
$A < 5$	Climat hyperaride

Il ressort des chiffres de ces tableaux que le bassin versant de l'oued Outoul au site Ihelfène se caractérise par un climat purement saharien qu'on appelle hyperaride qui est connu par un fort rayonnement solaire provoqué par des températures élevées et une pluviosité très faible associée à

une importante évaporation. Comme il est illustré à la figure (III.9) qui montre le type du régime climatique d'après l'abaque de E. De Martonne (indice d'aridité égale à 1,44)

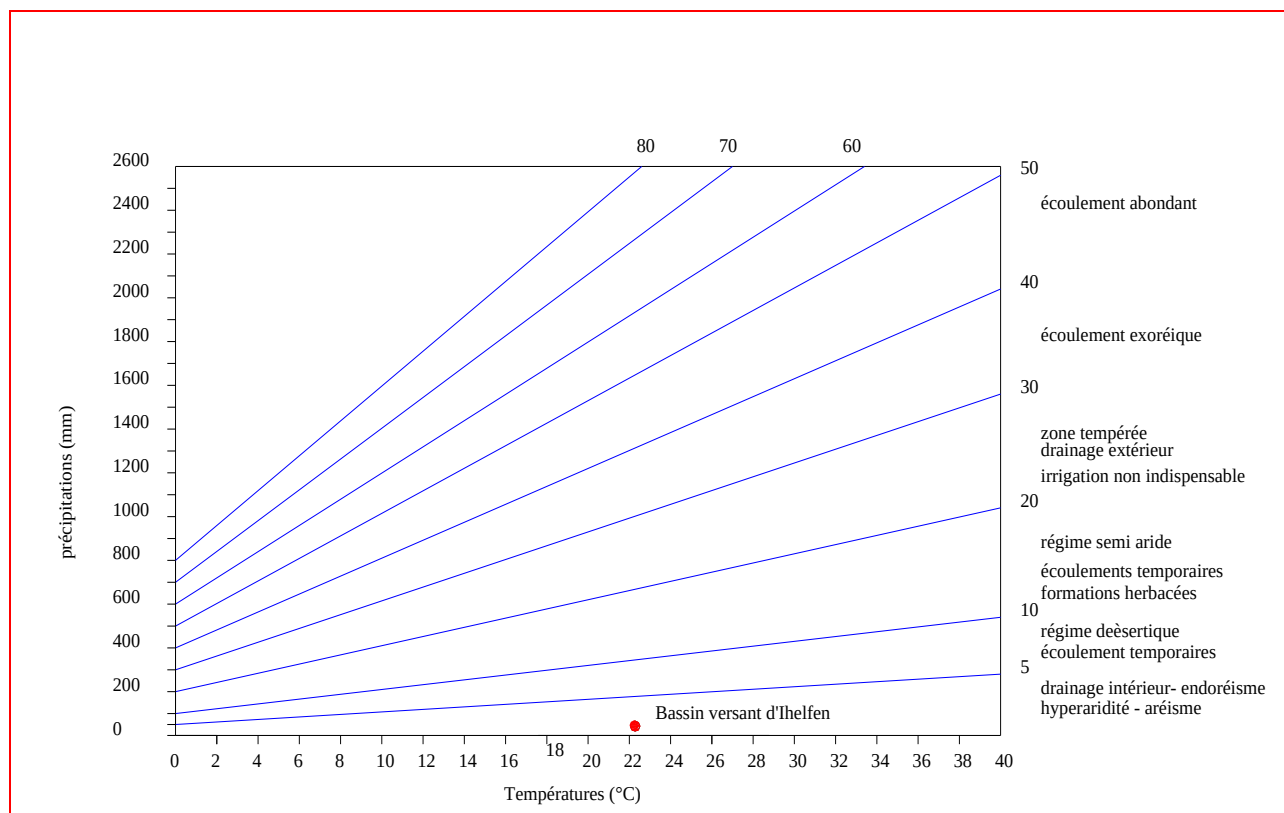


Figure III.9 : Abaque de E.DE MARTONNE-indice d'aridité

III.4. PLUVIOMETRIE

L'étude des pluies constitue un élément essentiel pour l'analyse des ressources en eau, dont la connaissance des pluies journalières et intensités maximales est primordiale pour l'estimation du ruissellement et par la suite les crues.

III.4.1. Données disponibles

Le réseau pluviométrique dans la région de Tamanrasset est lacunaire. Le peu de stations qui existent comme Amsel, Idles, Tit, Tinef, Tazrouk, Abalessa à l'exception de l'Assekrem disposent de courtes séries, de plus la distance entre deux postes pluviométriques voisins est de l'ordre de 100 km environ en moyenne.

Les postes climatologiques cités ci-dessus à l'exception de l'Assekrem sont automatiques du type MIRIA qui sont installés par le service météorologique depuis 1992 en général.

Selon les informations fournies par l'office National de la Météorologie, à Tamanrasset la zone d'étude (site Ihelfène) dispose de deux stations climatologiques Tit et Tamanrasset.

Tableau III.16 : Stations pluviométriques

Nom de la station	Distance site - station	Distance B.V - station	Altitude (m)	Période d'observation	Nombre d'années observées
Tamanrasset	30	12	1372	1976-2010	35
Tit	16	14	1175	1993-2003	11

En analysant les valeurs de ce tableau nous déduisons que la station de Tamanrasset représente mieux le bassin versant du site Ihelfène que celle de Tit car le poste choisi est d'ailleurs en même temps proche au bassin versant d'Ihelfène ainsi que son altitude et qui dispose d'une série de 35 années complètes sans aucune lacune contrairement à la station Tit qui offre une série de 11 années que nous ne pouvons pas l'utiliser à cause de sa courte période d'observation et qui peut sous estimer ou surestimer l'intensité des pluies et également les débits de crues.

III.4.2. Répartition mensuelle de la pluie moyenne annuelle

La répartition mensuelle de la pluie moyenne annuelle à la station de Tamanrasset est la suivante :

Tableau III.17: Répartition mensuelle de la pluie moyenne annuelle à la station de Tamanrasset

<i>Mois</i>		<i>Sep</i>	<i>Oct</i>	<i>Nov</i>	<i>Déc</i>	<i>Jan</i>	<i>Fev</i>	<i>Mar</i>	<i>Avr</i>	<i>Mai</i>	<i>Jun</i>	<i>Jul</i>	<i>Aou</i>	<i>Année</i>
Pluie	mm	7.9	6.2	0.8	1.7	2.1	1.4	4.4	1.8	4.4	7	6.3	8.7	52.7
	%	15.0	11.8	1.5	3.2	4.0	2.7	8.3	3.4	8.3	13.3	12.0	16.5	100.0

D'après cette répartition on distingue une saison humide de 5 mois (de mai jusqu'à septembre) pendant laquelle la pluie représente 65.1 % de la pluie moyenne annuelle et une saison sèche aux mois qui restent de l'année. Les mois les plus pluvieux sont août et septembre qui représentent 48.4 % de la pluie en saison humide.

La représentation de l'irrégularité mensuelle de la pluie moyenne est donnée dans l'histogramme (Figure III.10) ou on remarque une très grande variation de totaux mensuels d'un mois à un autre

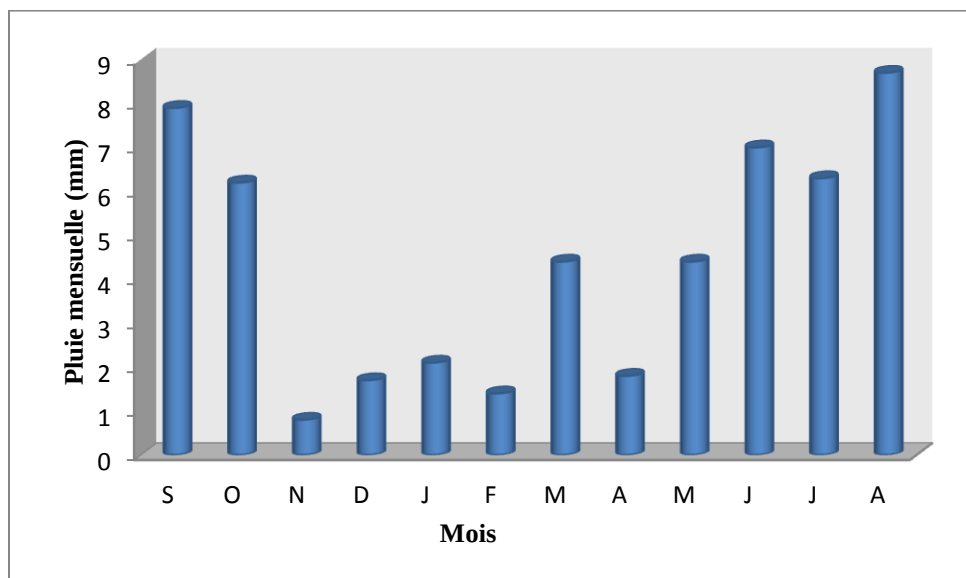


Figure III.10 : Variation mensuelle de la pluie observée a Tamanrasset (mm)

III.4.3. Pluies maximales journalières

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

III.4.3.1. Les paramètres statistiques de l'échantillon

L'analyse au pas de temps journalier des données de la série pluviométrique enregistrée à la station de Tamanrasset donnée les paramètres statistiques suivants :

Tableau III.18 : Les paramètres statistiques des précipitations maximales journalières station
Tamanrasset

Nombre d'observation $\langle N \rangle$	35
Moyenne $\langle \bar{P} \rangle$	16.4
Ecart-type $\langle \sigma \rangle$	10.7
Coefficient de variation $\langle Cv \rangle$	0.65

III.4.3.2. Ajustement des pluies maximales journalières

Les lois statistiques testées sur l'échantillon de pluie journalière maximale de la station de Tamanrasset sont les lois de Galton, Gumbel et Pearson III.

a).Ajustement a la loi de GUMBEL

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

(LABORDE, 2000, p.84)

$$F(x) = e^{-e^{-\frac{x-x_0}{\alpha}}} \dots\dots\dots (III.19)$$

Avec :

$1/\alpha$: la pente de la droite de GUMBEL

$Y = \frac{x-x_0}{\alpha}$: variable réduite de GUMBEL

x : précipitation maximale journalière (mm)

x_0 : paramètre de position (mode)

Pour chaque valeur de précipitation, la fréquence expérimentale est :

$$F(x) = \frac{m-0.5}{n} \quad m : \text{rang de précipitation}$$

n : nombre d'observations

Calculer la variable réduite de GUMBEL donnée par la formule suivante :

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

La droite de GUMBEL est donnée par la formule :

$$x = (1/\alpha)y + x_0 \dots\dots\dots (III.20)$$

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

Tableau III.19: Ajustement a la loi de GUMBEL

Péri-retour	Fréquence	Ecart-type	Val.théo	Intervalle de confiance (95%)	
				Borne inf	Borne sup
2	0.5	1.66	14.7	11.4	17.9
5	0.8	2.8	24.1	18.7	29.6
10	0.9	3.78	30.4	23	37.8
20	0.95	4.77	36.4	27.1	45.8
50	0.98	6.1	44.2	32.2	56.1
100	0.99	7.1	50	36.1	63.9
200	0.995	8.11	55.8	39.9	71.7
1000	0.999	10.5	69.3	48.8	89.8

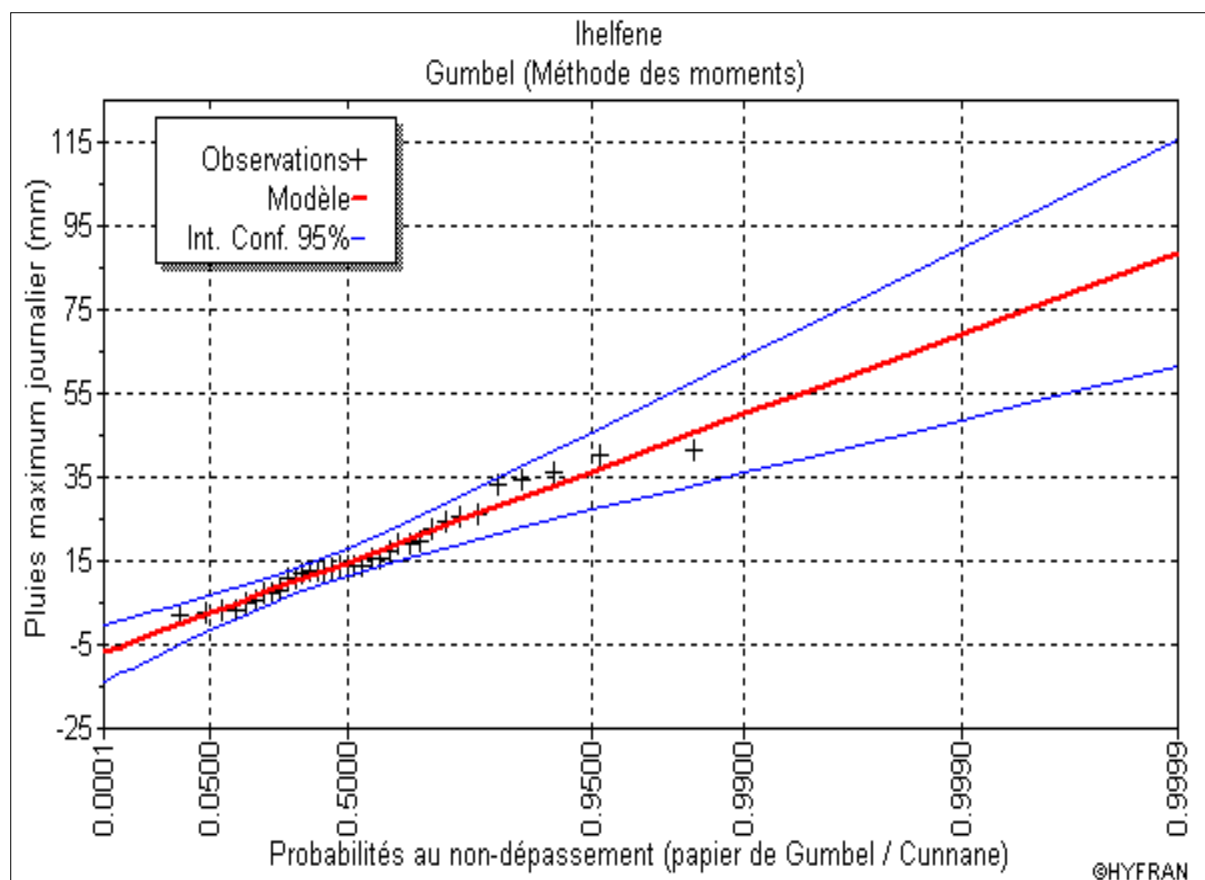


Figure III.11 : Ajustement d'une loi de Gumbel aux pluies maximales journalières observées à la station de Tamanrasset pour le période (1976-2010)

Tableau III.20: Comparaison des caractéristiques de la loi de Gumbel et de l'échantillon :

Paramètres	Caractéristiques de la loi	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	Aucun	1.8
Maximum	Aucun	41.3
Moyenne	16.4	16.4
Ecart-type	10.7	10.7
Médiane	14.7	14
Coefficient de variation (Cv)	0.651	0.651
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.14	0.835

b).Ajustement à la loi log-normal (loi de GALTON)

Paramètres d'ajustement à la loi Log normale :

$$u = \frac{\log P_{\max j} - \overline{\log P_{\max j}}}{\sigma_{\log P_{\max j}}} \dots\dots\dots (III.21)$$

D'où l'équation de la droite de GALTON s'écrit:

$$\log P_{\max j} = \overline{\log P_{\max j}} + u_{p\%} \cdot \sigma_{\log p_{\max j}} \dots\dots\dots (III.22)$$

Avec : $u_{p\%}$: variable de GAUSS pour différentes fréquences

Tableau III.21: Ajustement a la loi de Galton (log-normal)

Péri-retour	Fréquence	Ecart-type	Val.théo	Intervalle de confiance(95%)	
				Borne inf	Borne sup
2	0.5	1.71	12.8	9.44	16.2
5	0.8	3.89	24.9	17.3	32.5
10	0.9	6.41	35.3	22.7	47.9
20	0.95	9.73	47	28	66.1
50	0.98	15.5	65	15.5	95.4
100	0.99	21	80.7	39.5	122
200	0.995	27.6	98.3	44.1	152
1000	0.999	48	148	53.5	242

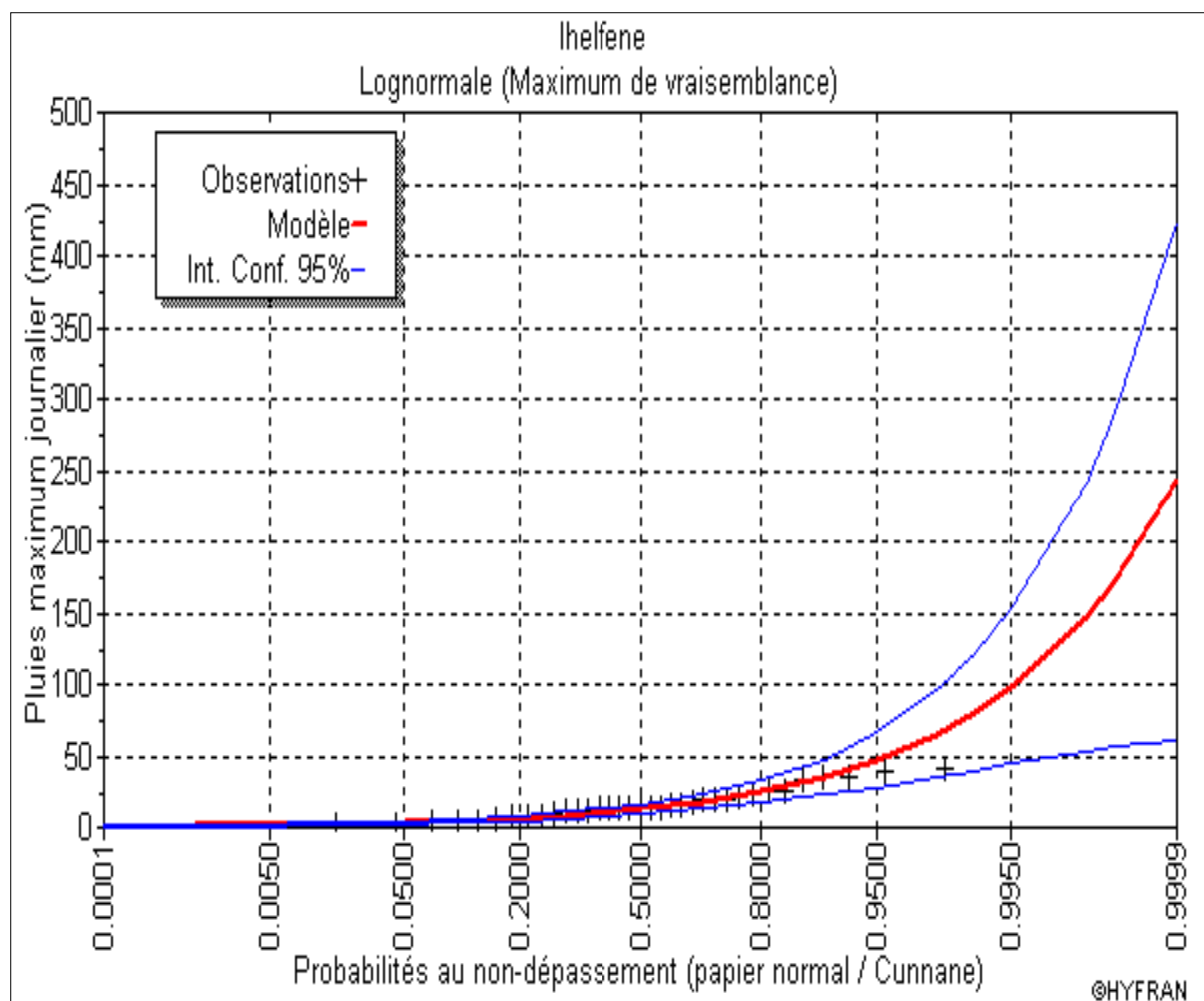


Figure III.12 : Ajustement de la loi de Galton (Log Normale)

c).Ajustement a la loi normale (loi de Gauss):

Paramètres d'ajustement a la loi normale:

$$X_{p\%} = \bar{X} + \sigma \cdot U_{p\%} \dots\dots\dots (III.23)$$

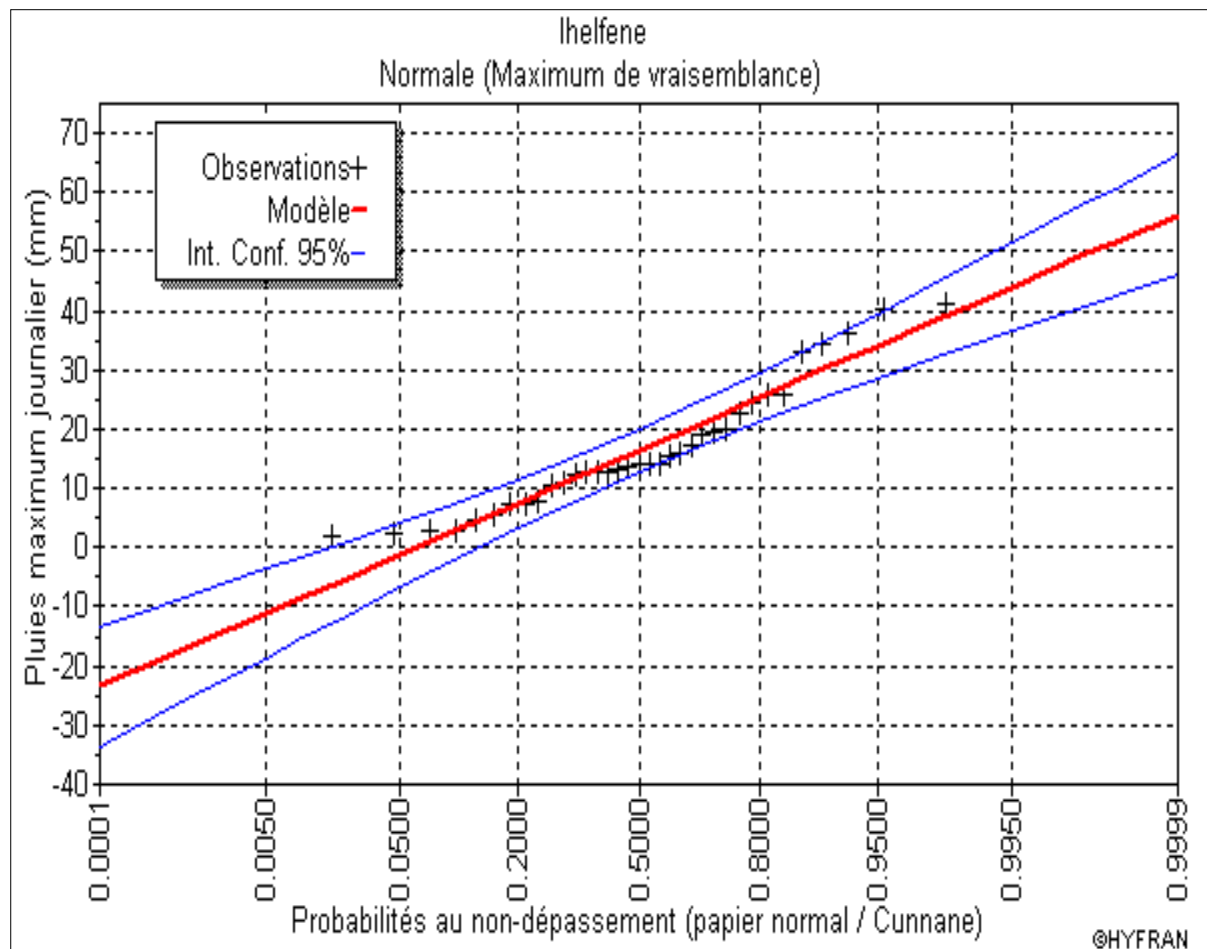
$\bar{X}$: moyenne des pluies maximales journalières.

σ : écart-type.

$U_{p\%}$: variable réduite de GAUSS.

Tableau III.22: Ajustement a la loi de Gauss (normal)

Péri-retour	Fréquence	Val.théo	Ecart-type	Intervalle de confiance(95%)	
				Borne inf	Borne sup
2	0.5	16.4	1.81	12.9	20
5	0.8	25.5	2.11	21.3	29.6
10	0.9	30.2	2.46	25.3	35
20	0.95	34.1	2.8	28.6	39.5
50	0.98	38.4	3.22	32.1	44.8
100	0.99	41.4	3.52	34.5	48.3
200	0.995	44	3.8	36.6	51.5
1000	0.999	49.5	4.4	40.9	58.2

**Figure III.13 :** Ajustement de la loi de Gauss (Normale)

Interprétation

Comparent les résultats de ces trois lois ; on trouve que la série des pluies maximales journalières s'ajuste mieux a la loi de Gumbel, car, contrairement aux autre lois, tous les points sont à l'intérieur de l'intervalle de confiance.

III.4.4. Pluies de courtes durées

Les pluies maximales de courte durée sont généralement la cause des crues violentes qui provoquent d'importants dégâts, qui présente le plus grand problème que connaissent les régions du Sahara, à ce propos l'étude de ce paramètre doit inciter une grande attention

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

$$P_{ct \ p\%} = P_{\max j \ p\%} \left(\frac{t}{24} \right)^b \dots\dots\dots (III.24)$$

(Touaïbia, 2004, p.134)

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

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

t : Temps [heure].

b : Exposant climatique (b= 0,14 pour la station de Tamanrasset selon BODY).

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

$$I_0 = \frac{P_{ct}}{t} \dots\dots\dots (III.25)$$

(Touaïbia, 2004, p.133)

Tableau III.23 : les précipitations des différentes fréquences.

Pér-retour	5		10		20		50		100		200		1000	
Fréquence	20		10		5		2		1		0.2		0.1	
P_{maxj}	24.2		30.4		36.4		44.2		50		55.8		69.3	
t	P_{ct}	I_0	P_{ct}	I_0	P_{ct}	I_0	P_{ct}	I_0	P_{ct}	I_0	P_{ct}	I_0	P_{ct}	I_0
0.5	14.07	28.15	17.68	35.36	21.17	42.34	25.71	51.41	29.08	58.16	32.45	64.91	40.31	80.61
1	15.51	15.51	19.48	19.48	23.33	23.33	28.33	28.33	32.04	32.04	35.76	35.76	44.41	44.41
2	17.09	8.54	21.47	10.73	25.70	12.85	31.21	15.61	35.31	17.65	39.40	19.70	48.94	24.47
3	18.09	6.03	22.72	7.57	27.21	9.07	33.04	11.01	37.37	12.46	41.71	13.90	51.80	17.27
5	19.43	3.89	24.41	4.88	29.22	5.84	35.49	7.10	40.14	8.03	44.80	8.96	55.64	11.13
6	19.93	3.32	25.04	4.17	29.98	5.00	36.40	6.07	41.18	6.86	45.96	7.66	57.07	9.51
7	20.37	2.91	25.58	3.65	30.63	4.38	37.20	5.31	42.08	6.01	46.96	6.71	58.32	8.33
8	20.75	2.59	26.07	3.26	31.21	3.90	37.90	4.74	42.87	5.36	47.85	5.98	59.42	7.43
9	21.10	2.34	26.50	2.94	31.73	3.53	38.53	4.28	43.58	4.84	48.64	5.40	60.41	6.71
10	21.41	2.14	26.89	2.69	32.20	3.22	39.10	3.91	44.23	4.42	49.36	4.94	61.31	6.13
11	21.70	1.97	27.25	2.48	32.63	2.97	39.63	3.60	44.83	4.08	50.03	4.55	62.13	5.65
12	21.96	1.83	27.59	2.30	33.03	2.75	40.11	3.34	45.38	3.78	50.64	4.22	62.89	5.24
13	22.21	1.71	27.90	2.15	33.41	2.57	40.56	3.12	45.89	3.53	51.21	3.94	63.60	4.89
14	22.44	1.60	28.19	2.01	33.75	2.41	40.99	2.93	46.37	3.31	51.74	3.70	64.26	4.59
15	22.66	1.51	28.46	1.90	34.08	2.27	41.39	2.76	46.82	3.12	52.25	3.48	64.89	4.33
15.34	22.73	1.48	28.55	1.86	34.19	2.23	41.52	2.71	46.96	3.06	52.41	3.42	65.09	4.24

Suite de Tableau III.23 : les précipitations des différent fréquence

Pér-retour	5		10		20		50		100		200		1000	
Fréquence	20		10		5		2		1		0.2		0.1	
P_{maxj}	24.2		30.4		36.4		44.2		50		55.8		69.3	
t	P_{ct}	I_0	P_{ct}	I_0	P_{ct}	I_0	P_{ct}	I_0	P_{ct}	I_0	P_{ct}	I_0	P_{ct}	I_0
16	22.86	1.43	28.72	1.80	34.39	2.15	41.76	2.61	47.24	2.95	52.72	3.30	65.48	4.09
17	23.06	1.36	28.97	1.70	34.68	2.04	42.12	2.48	47.64	2.80	53.17	3.13	66.03	3.88
18	23.24	1.29	29.20	1.62	34.96	1.94	42.46	2.36	48.03	2.67	53.60	2.98	66.56	3.70
19	23.42	1.23	29.42	1.55	35.23	1.85	42.78	2.25	48.39	2.55	54.00	2.84	67.07	3.53
20	23.59	1.18	29.63	1.48	35.48	1.77	43.09	2.15	48.74	2.44	54.39	2.72	67.55	3.38
21	23.75	1.13	29.84	1.42	35.73	1.70	43.38	2.07	49.07	2.34	54.77	2.61	68.02	3.24
22	23.91	1.09	30.03	1.37	35.96	1.63	43.66	1.98	49.39	2.25	55.12	2.51	68.46	3.11
23	24.06	1.05	30.22	1.31	36.18	1.57	43.94	1.91	49.70	2.16	55.47	2.41	68.89	3.00
24	24.20	1.01	30.40	1.27	36.40	1.52	44.20	1.84	50.00	2.08	55.80	2.33	69.30	2.89

t : Temps en heure (h)

P_{ct} : Pluie de courte durée en millimètre (mm)

I_0 : L'intensité de pluies en millimètre par heure (mm/h)

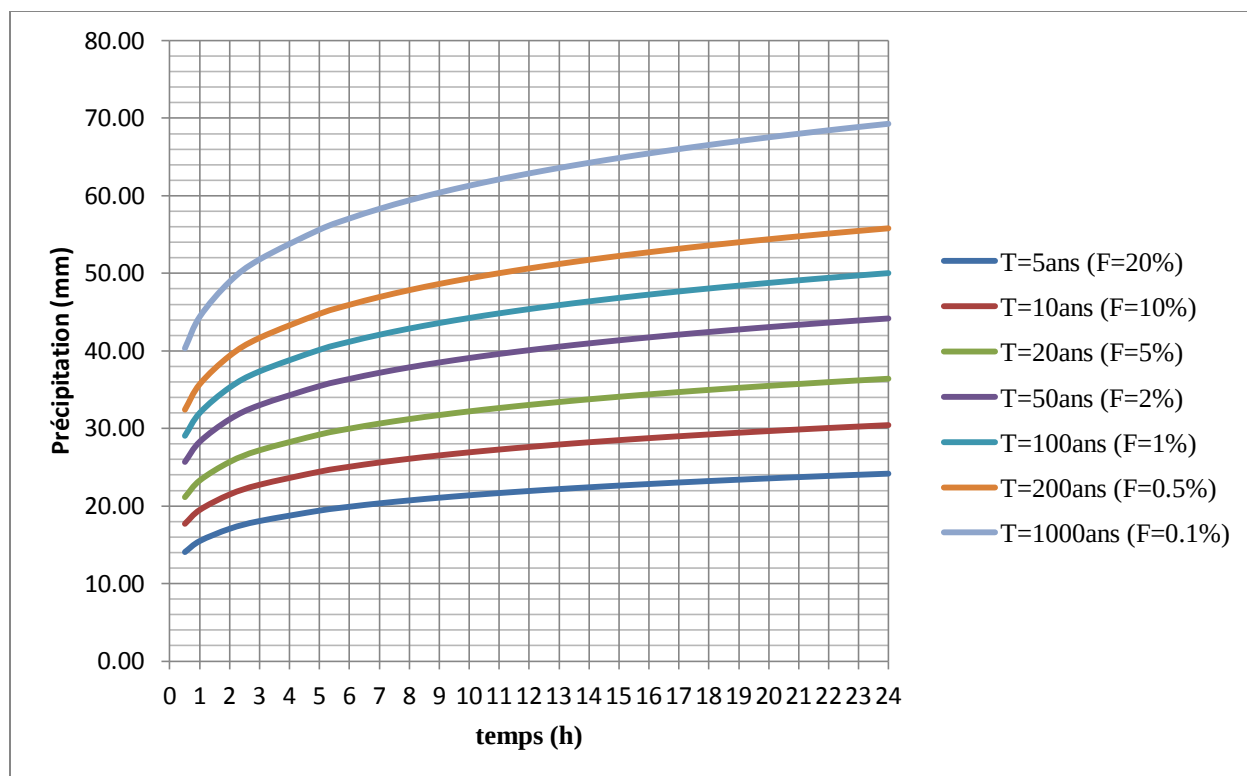


Figure III.14 : Pluie de Courte Durée

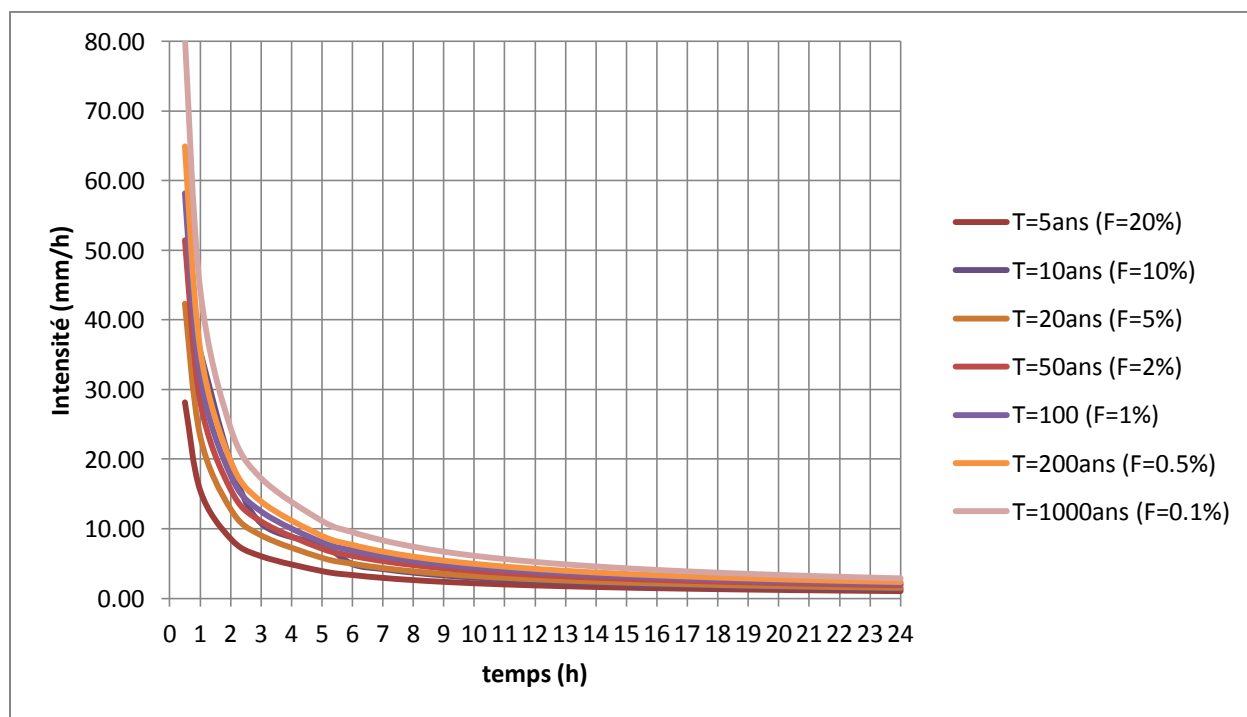


Figure III.15: Courbes « Intensité-Durée-Fréquences »

III.5. Ruissellement

Au Sahara, et particulièrement dans la région de Tamanrasset, nous sommes encore très loin du stade de mesures des débits des oueds. Tout ce que l'on peut faire c'est d'estimer ces débits d'une manière assez grossière que nous exposons juste ci dessous.

Cette manière d'estimer la lame ruisselée a été adoptée par Jean Dubief dans son étude « Essai sur l'hydrologie superficielle au Sahara ».

Au Sahara, le ruissellement sera pratiquement nul en région sableuse, par contre sa valeur sera voisine de celle de la hauteur de pluie sur les versants dénudés des montagnes.

Un résultat sensiblement analogue a été obtenu en Egypte où l'on estime que la quantité de précipitation capable de ruisseler est donnée par la formule suivante:

$$L_r = 0,75(P-8) \quad I < 30 \text{ mm / heures} \quad (\text{III.26})$$

$$L_r = P \quad I \geq 30 \text{ mm / heures} \quad (\text{III.27})$$

Avec

L_r : Lame ruisselée (mm)

P : Pluie journalière maximale (mm)

I : Intensité maximale (mm/heure)

(Dubief, 1959)

Si nous considérons que la durée de l'averse correspond au temps de concentration du bassin versant de l'oued Outoul au site Ihelfène, nous constatons que toutes les intensités maximales de différentes périodes de retour sont inférieures à 30 mm / heures (voir tableau III.23) d'où le ruissellement sera calculé par la formule (III.26)

Le coefficient de ruissellement c'est le rapport de la lame ruisselée pour une fréquence donnée par la pluie correspondante.

Tableau III.24: Ruissellement au bassin versant de l'oued Outoul jusqu'au site Ihelfène

Période de retour (ans)	Série d'observation (35ans)	5	10	20	50	100	200	1000
Lame ruisselée (mm)	25.0	11.0	15.4	19.6	25.1	29.2	33.3	42.8
Coefficient de ruissellement	0.6	0.5	0.5	0.6	0.6	0.6	0.6	0.7

III.6. Crues

Des crues ont été signalées dans les régions sahariennes qui sont quelques fois très importantes, mais leurs apports et leurs fréquences restent encore des inconnues.

III.6.1. débits maximum de la crue

Comme nous ne disposons d'aucune information hydrométrique dans le bassin versant de l'oued Outoul et son voisinage, nous estimons les débits de pointes de crues à partir des pluies maximales de 24 heures observées à la station de Tamanrasset, en effet c'est à la méthode rationnelle que nous avons fait appel.

Cette méthode est basée sur une formule qui est fonction de trois paramètres importants et couramment cités dans la littérature : Superficie du bassin versant, Coefficient de ruissellement et intensité maximale de l'averse. Ce dernier paramètre qui présente une grande importance pour l'estimation des crues a été déterminé à partir des pluies journalières maximales observées à la station de Tamanrasset.

Connaissant l'intensité maximale de la zone d'étude à une fréquence donnée, nous pouvons calculer le débit maximum pour la même fréquence par l'utilisation de la formule rationnelle la plus ancienne et la plus utilisée, (formule de Turraza).

$$Q = \frac{1}{3.6} C . I . S \dots\dots\dots(III.28)$$

Q : Débit de crue (m^3/s)

I : Intensité maximale (mm/h)

C : Coefficient de ruissellement qui varie avec la période de retour T .

S : Surface du bassin versant (km^2).

(Touaïbia, 2004, p.143)

La pluie maximale de 24 heures la plus importante enregistrée à la station de Tamanrasset pendant une période de 35 ans est de 41,3 mm.

Si nous supposons que la durée de cette pluie correspond au temps de concentration du bassin versant d'Ihelfène, l'intensité maximale sera de 2,5 mm/h.

Le débit de crue correspondant à cette pluie calculé par la méthode rationnelle est de l'ordre de $489 m^3/s$ si la quantité d'eau ruisselle dans sa totalité et elle est de $293.4 m^3/s$ si le coefficient de ruissellement est à 60 %.

Les valeurs des débits de crue sont présentées ci-dessous :

Tableau III.25: Débits de crue de l'oued Outoul jusqu'au site Ihelfène (ruissellement partiel)

T (ans)	5	10	20	50	100	200	1000
C	0.5	0.5	0.6	0.6	0.6	0.6	0.7
I(mm/h)	1.48	1.86	2.23	2.71	3.06	3.42	4.24
Q(m ³ /s)	141	197	250	320	373	425	546

Les fortes pentes des montagnes à l'amont du bassin versant de l'oued Outoul (altitude maximale 2752 m) et leur imperméabilité favorisent un ruissellement qui est certainement très élevé. Dans ce cas si nous considérons que la quantité de pluie tombée ruisselle dans sa totalité le coefficient de ruissellement sera égale à 1 ce qui revient à dire que l'intensité de la chute des pluies est forte et que la concentration est très rapide d'où les résultats des débits de crues suivants :

Tableau III.26: Débits de crue de l'oued Outoul jusqu'au site Ihelfène (ruissellement total)

T (ans)	5	10	20	50	100	200	1000
Débit de crue (m ³ /s)	290	364	436	529	590	668	830

Si 9/10 de la superficie totale du bassin versant de l'oued Outoul jusqu'au site Ihelfène représente des terrains élevés donc imperméables, nous pouvons dire que le ruissellement est total à 90% et partiel à 10 % pour la partie restante du bassin, d'où nous aurons les valeurs des débits de crues de l'oued Outoul au site projeté

Tableau III.27: Débits de crue proposés de l'oued Outoul jusqu'au site Ihelfène

T (ans)	5	10	20	50	100	200	1000
Débit de crue (m ³ /s)	275	347	417	508	576	644	801

III.6.2. Hydrogramme de crue

Les hydrogrammes des crues pour diverses fréquences sont évalués et sont tracés par la méthode de SOKOLOVSKY qui assimile l'hydrogramme à deux équations paraboliques l'une pour la montée de la crue et l'autre pour la décrue.

➤ Pour la montée de la crue:

$$Q_m = Q_{max} \left[\frac{t}{t_m} \right]^m \dots\dots\dots (III.29)$$

➤ Pour la décrue :

$$Q_d = Q_{max} \left[\frac{t_d - t}{t_d} \right]^n \dots\dots\dots (III.30)$$

Où : t_m : Temps de montée de la crue $t_m = T_c = 15.34$ heures

t_d : Temps de décrue $t_d = \alpha \cdot t_m$

m, n : Puissances des équations $m = 2, n = 3$

(Touaïbia, 2004, p.135)

α : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue, dépend des caractéristiques du bassin versant.

Tableau III.28 : Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue α

Condition	α
petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants dénudés et faiblement perméables	2 à 2.5
petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants brisés ou perméables, moyens cours d'eau avec terrasses de lit majeur normales	3 à 4
Grands et moyens cours d'eau avec des terrasses de débordements étendues	4 à 7

Le bassin versant du site Ihelfène se caractérise par un cours d'eau moyen, une perméabilité faible et une érosion moyenne à intense d'où $\alpha = 2.25$ et $t_d = 34.5$ heures

Tableau III.29 : Les débits des crues de différentes périodes de retour

t(heures)	Périodes de retour						
	5ans	10 ans	20 ans	50 ans	100 ans	200 ans	1000 ans
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1	1.17	1.48	1.77	2.16	2.45	2.74	3.41
2	4.67	5.90	7.09	8.64	9.79	10.94	13.62
3	10.51	13.28	15.96	19.44	22.03	24.62	30.65
4	18.69	23.61	28.37	34.57	39.17	43.77	54.49
5	29.21	36.90	44.33	54.01	61.21	68.40	85.14
6	42.06	53.13	63.84	77.78	88.14	98.49	122.60
7	57.24	72.32	86.89	105.86	119.96	134.06	166.88
8	74.77	94.46	113.50	138.27	156.68	175.10	217.96
9	94.63	119.55	143.64	175.00	198.30	221.61	275.86
10	116.82	147.59	177.34	216.05	244.82	273.59	340.56
11	141.35	178.58	214.58	261.42	296.23	331.04	412.08
12	168.22	212.53	255.36	311.11	352.54	393.97	490.41
13	197.43	249.43	299.70	365.12	413.75	462.37	575.55
14	228.97	289.27	347.58	423.46	479.85	536.24	667.51
15	262.85	332.08	399.01	486.11	550.85	615.58	766.27
15.34	274.90	347.30	417.30	508.40	576.10	643.80	801.40
16	259.42	327.75	393.81	479.78	543.67	607.55	756.28
17	237.10	299.54	359.92	438.49	496.88	555.27	691.20
18	216.09	273.00	328.03	399.64	452.86	506.07	629.96
19	196.36	248.08	298.08	363.15	411.51	459.87	572.45
20	177.87	224.72	270.01	328.96	372.77	416.57	518.55
21	160.58	202.88	243.77	296.98	336.53	376.08	468.14
22	144.45	182.50	219.28	267.15	302.72	338.30	421.11
23	129.44	163.53	196.49	239.38	271.26	303.14	377.35
24	115.50	145.92	175.34	213.61	242.06	270.50	336.72
25	102.61	129.63	155.76	189.76	215.03	240.30	299.12
26	90.71	114.60	137.69	167.75	190.09	212.43	264.43
27	79.76	100.77	121.08	147.52	167.16	186.80	232.53
28	69.74	88.11	105.86	128.98	146.15	163.32	203.31
29	60.59	76.55	91.98	112.06	126.98	141.90	176.64
30	52.28	66.05	79.36	96.69	109.56	122.44	152.41
31	44.77	56.56	67.96	82.79	93.82	104.84	130.51
32	38.01	48.02	57.70	70.30	79.66	89.02	110.81
33	31.97	40.39	48.53	59.13	67.00	74.87	93.20
34	26.61	33.61	40.39	49.21	55.76	62.31	77.56
35	21.88	27.64	33.21	40.46	45.85	51.24	63.78

Suite de tableau III.29 : Les débits des crues de différentes périodes de retour

t(heures)	Périodes de retour						
	5ans	10 ans	20 ans	50 ans	100 ans	200 ans	1000 ans
36	17.75	22.42	26.94	32.82	37.19	41.56	51.74
37	14.17	17.90	21.51	26.21	29.70	33.19	41.31
38	11.11	14.04	16.87	20.55	23.29	26.02	32.39
39	8.53	10.77	12.94	15.77	17.87	19.97	24.86
40	6.38	8.06	9.68	11.80	13.37	14.94	18.59
41	4.62	5.84	7.02	8.55	9.69	10.83	13.48
42	3.23	4.08	4.90	5.97	6.76	7.56	9.40
43	2.14	2.71	3.25	3.96	4.49	5.02	6.25
44	1.33	1.68	2.02	2.47	2.79	3.12	3.89
45	0.76	0.96	1.15	1.40	1.59	1.78	2.21
46	0.38	0.48	0.58	0.70	0.79	0.89	1.11
47	0.15	0.19	0.23	0.28	0.32	0.36	0.45
48	0.04	0.05	0.06	0.08	0.09	0.10	0.12
49	0.00	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

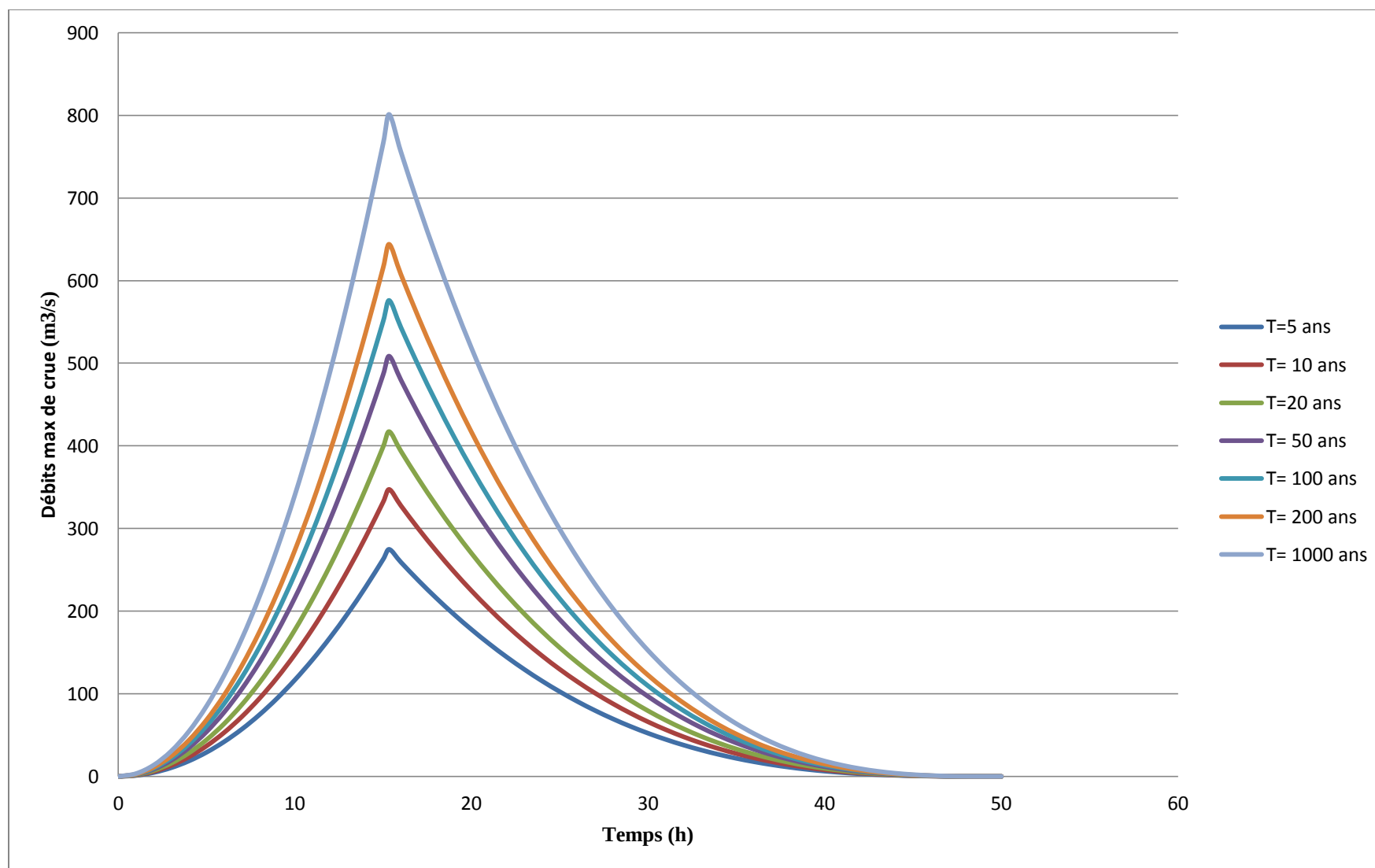


Figure III.16: Hydrogrammes de crues probables

Tableau III.30: Volumes des crues de différentes périodes de retour

Période de retour (an)	5	10	20	50	100	200	1000
Fréquence (%)	80	90	95	98	99	99,5	99.9
Débit de crue (m ³ /s)	274.9	347.3	417.3	508.4	576.1	643.8	801.4
Volume des crues(Mm ³)	16,1	20,36	24,55	29.94	33.91	38.1	47.63

III.7.Transport solide

Un oued peut en quelques heures ou jours de crue transporter autant de sédiments. Les prélèvements ou les mesures dans la région d'étude ne sont pas disponibles et l'usage de formules empiriques ne semble pas adapté à ce type de région.

Dans le but de donner juste un ordre de grandeur de ce paramètre nous procédons à l'estimer par l'utilisation de la formule de Gavrilovic.

Cette formule prend en considération le coefficient de température et les caractéristiques physiques du bassin versant.

$$W_{an} = T \cdot H_{moy.an} \cdot \pi \sqrt{Z^3} \cdot S \dots \dots \dots (III.31)$$

(Touaïbia, 2004, p.160)

Avec :

W_{an} : Production annuel de débit solide (m³/an)

T : coefficient de température

$$T = (t^\circ/10)^{1/2} + 0,1$$

t° : température moyenne annuelle en °C

$$t^\circ = 22,1^\circ\text{C}$$

$$T = 1.58$$

Z : coefficient empirique caractérisant l'érosion du bassin versant

Z = 0,7 (bassin versant de l'oued Outoul à Ihelfène se caractérise par une érosion moyenne à intense)

$H_{moy.an}$: Précipitation moyenne annuelle (mm)

$$H_{moy.an} = 52.7\text{mm}$$

$$\text{L'apport solide est } W_{an} = 0.11 H_{moy.an}^3/\text{an}$$

Bien que le ruissellement se produit dans des régions montagneuses plus ou moins érodées sans aucune végétation et à la suite de pluies intenses, l'érosion pourra être forte car le problème est ici tout à fait différent de celui qui se pose en régions semi-arides, comme le prouve P. Bordet au cours de sa campagne géologique où il a constaté un déplacement de rochers de plus de 1 m³ de volume lors d'une forte crue d'un petit oued de l'Atakor. Tout ce qu'on peut dire à l'heure actuelle c'est que les crues sahariennes sont généralement peu fréquentes mais assez rapides et sont susceptibles de déplacer des masses rocheuses importantes sous l'effet de pluies intenses.

(EN-Hyd, 2004,p.41)

Conclusion

Dans la région d'étude les pluies sont de faible importance quantitative, et les pluies torrentielles, orageuses, intenses et de courte durée sont rares mais ont très souvent surpris par la violence des crues générées sur des oueds secs et qui sont susceptibles de déplacer des masses rocheuses importantes sous l'effet de ces pluies intenses.

Nous avons opté, pour l'estimation des crues, selon les données disponibles à une méthode rationnelle. Dans ce cas à priori cette méthode est la plus séduisante du fait que la première est très utilisée en Algérie pour l'estimation des crues des bassins versants non jaugés.

Chapitre IV

Etude hydrogéologique

Introduction

Notre barrage devra améliorer les disponibilités en eau souterraines dans la vallée en empêchant la vidange naturelle de la nappe. Des Conditions requises pour l'emplacement du barrage souterrain, une étude hydrogéologique détaillée sur son réservoir, l'écoulement des eaux de l'inféro-flux est la réserve d'eau a stocké est nécessaire.

L'écoulement de l'eau souterraine est déterminé par trois groupes de paramètres hydrodynamiques : coefficient de perméabilité, gradient et charge hydraulique, et débit d'une nappe et vitesse d'écoulement des eaux souterrains.

IV.1. Les réserve en eau de la région

Les ressources hydriques de la wilaya de Tamanrasset sont contenues dans:

- les formations du Sahara central, avec les grès du Continental intercalaire (nappe Albienne) localisé au nord dans le Tadmait-Tidikelt (avec 253 hm³) et à l'ouest dans le Tanezrouft, et avec le complexe terminal constitué de dépôts marins et lagunaires du Crétacé supérieur et l'Eocène dans la partie la plus au nord de la wilaya.
- la nature cristalline et cristallophyllienne de l'Ahaggar ne permet pas l'existence de nappes phréatiques, l'eau est alors puisée dans les nappes d'inféro-flux alimentées exclusivement par les crues, comme à Tamanrasset, Abalessa et Ideles, et dans les couches d'altération du socle ancien (granite, gneiss, schistes) captées par des forages peu profonds

IV.2. Les formations susceptibles d'être aquifères

Le domaine d'étude hydrogéologique a été défini à l'intérieur des limites naturelles de la cuvette alluvionnaire correspondant aux lits majeurs d'Oued Outoul et son affluent en rive gauche Oued Ihelfène.

Ce domaine a inclut bien entendu les quelques terrasses sablo-limoneuses déposées par les eaux de crues tantôt en rive gauche, tantôt en rive droite. Toute cette aire est latéralement cernée par des bordures rocheuses à haut relief.

Les prospections sismiques réalisées permettent de définir les terrains selon leur vitesse de propagations des ondes, la succession des terrains de haut en bas est la suivant:

IV.2.1. Les Alluvions

D'une manière générale le lit d'oued Ihelfène présente des sables grossiers à moyens au sommet et devient plus fins vers la base en association avec des limons et de fines pellicules d'argiles par endroits au niveau de la zone de confluence des deux oueds ; souvent en associations avec des graviers, gravas, galets, blocs,

IV.2.2. Socle altéré

Le complexe alluvial repose sur un socle de nature granitique ou gneissique : la distinction est parfois difficile à établir.

Aux affleurements des rives quelques époinçements brusques en saillies interrompent la couverture alluviale, les minéraux sont fortement altérés : la roche devient peu résistante et friable. Par continuité sous les bancs d'alluvions, selon un profil irrégulier, les mêmes caractéristiques de désagrégation et d'altération de l'ensemble minéral sont mises en évidence.

L'étude des carottes extraites a montré l'action physico-chimique des eaux, tant érosive qu'oxydante, les reconnaissances en profondeur ont montré que ce faciès est peu important en épaisseur et souvent absent (épaisseur nulle).

IV.2.3. Socle sain

Au dessous, les investigations ont atteint un substratum de même lithologie : il s'agit d'une formation saine, très compacte, dense et d'épaisseur indéterminable.

Elle est peu fissurée. Le RDQ (Rock Qualité Désignation) est nettement supérieur à celui du niveau susjacent. Il atteint 70 et 90 %.

Le socle ou substratum est continu sur toute l'étendue de la cuvette. Par prolongement naturel il affleure aux berges de l'Oued en massifs faillés, et même à certains endroits du lit de l'Oued.

IV.3. Etude de la nappe de l'inféro-flux***IV.3.1. Caractéristiques générales de la nappe***

C'est une nappe d'inféro-flux. Les nappes inféro-flux constituent la ressource principale du HOGGAR

L'inféro-flux est un écoulement souterrain des eaux dans les alluvions et la couche d'altération de la roche sous-jacente, qui a été curé par l'oued. Cette nappe est libre alimentée par les crues. Son exploitation se fait actuellement par de puits artésiens et les forages.

IV.3.2. La morphologie de l'aquifère

La morphologie de la cuvette est favorable à la conservation et la circulation souterraine des eaux.

Il s'agit d'une gouttière topographique limité par un relief gneissique, comblée par d'alluvions provenant de la désagrégation des roches cristallines. La cuvette alluviale constitue un bassin d'accumulation des eaux, bien individualisé, et aux contours rocheux imperméables à peu perméables.

Les épaisseurs aquifères décroissent vers l'aval c'est à dire vers le site de barrage et vers l'amont c'est à dire aux seuils rocheux de Oued Outoul et de Oued Ihelfène.

Les épaisseurs minimales correspondent forcément aux bordures du bassin d'effondrement quoiqu'il soit remarqué une irrégularité structurale du socle dans la partie inférieure de la cuvette, et où un époinement granitique occupe partiellement le lit majeur.

Le complexe aquifère s'étend sur:

- Une longueur proche de 5260 m,
- Une largeur moyenne de 140m.
- Les épaisseurs les plus fréquentes de l'aquifère alluvial sont comprises 1,5 et 7,50m.

Les épaisseurs les plus fortes sont localement interceptées et confirmées par les sondages mécaniques.

Les valeurs extrêmes sont respectivement de 17.50m à la confluence des deux Oueds 12.50m et 11,50m.

Pour approcher une valeur centrale de la puissance de l'aquifère alluvial, on retiendra une moyenne pessimiste de 8 mètres à l'échelle de la cuvette.

IV.4. Perméabilité

Au site du barrage des essais de type de Lugeon ont été exécutés. L'interprétation montre qu'il existe dans l'axe central de la vallée un chenal souterrain d'écoulement privilégié, où la perméabilité la plus forte a été enregistrée, de 29 unités Lugeon soit $2,9 \times 10^{-6}$ m/s. Le second site étudié présente souterrainement le même ordre de perméabilité moyenne de 7×10^{-7} m/s.

La perméabilité moyenne des alluvions est de 1.73×10^{-3} m/s calculé par des essais Lefranc.

IV.5. Piézomètre

L'aquifère est une bicouche hydrauliquement continu. La nappe s'écoule à la faveur de la pente générale du substratum imperméable au dessous du socle fissuré drainant.

IV.5.1. La carte piézométrique

La carte piézométrique est le document de base de l'analyse et la schématisation de la captivité et la conductibilité du réservoir, ainsi que le comportement hydrodynamique .elle constitue la synthèse la plus importante d'une étude hydrogéologique.

La construction de la carte piézométrique exige une campagne piézométrique, l'inventaire a porté sur un total de 28 puits et 1 forage, cinq (05) puits sont secs ou obstrués.

Tableau IV.1 : Campagne piézométrique : Ihelfène le 27 et 28 novembre 2004

N°Puits	Profondeur (m)	Cote Piézométrique (m)	Observation
01	„	-----	sec
02	SEC	-----	Sec
03	7,32	1209.53	
04	7,25	1208.57	
05	6,52	1207.71	
06	7,22	1206.24	
07	5,14	1204.71	
08	8,30	1205.41	
09	„	-----	Sec
10	6,10	1204.48	
11	7,40	1203.29	
12	4,75	1202.75	
13	6,35	1202.83	
14	5,92	1202.53	

Suite de tableau IV.1 : Campagne piézométrique : Ihelfène le 27 et 28 novembre 2004

N°Puits	Profondeur (m)	Cote Piézométrique (m)	Observation
15	4,65	1202.40	
16	5,00	1202.94	
17	„	-----	sec
18	6,00	1202.50	
18BIS	6,10	1202.47	
19	„	-----	sec
19BIS	4,83	1204.16	
20	3,90	1202.24	
21	3,60	1201.87	
22	3,30	1201.63	
23	4,75	1200.26	
24	4,10	1200.10	
25	4,47	1200.10	
26	„	-----	Sec
27	1,10	1200.16	
28	0,96	1199.96	

(ENHYD, 2005, p. 28)

IV.5.2. Interprétation de la carte piézométrique

Les tracés des différentes isopièzes permettent le commentaire suivant :

1. Aucun apport latéral à partir des rives n'est mis en évidence.
2. La pente piézométrique de l'ordre de 2,6‰ est inférieure à la pente de l'Oued, ce qui explique la proximité des eaux par rapport au sol à l'aval de la cuvette.

3. Aux points extrêmes de la cuvette la nappe est très proche du sol : à une profondeur 60 cm seulement à hauteur de la queue supérieure du réservoir d'Outoul : Il y a donc une alimentation de fissures à travers le seuil amont.
4. A l'aval de la cuvette la profondeur de la nappe est de 96 cm au dernier puits (P28) légèrement à l'amont du seuil inférieur de la vallée.

IV.5.3. Gradient hydraulique

Pour calculer le gradient hydraulique dans les différentes zones, on utilise la formule suivant :

$$i = \frac{H_2 - H_1}{L} \dots \dots \dots (IV.1)$$

H_2 : niveau piézométrique au point 2 (1201m).

H_1 : niveau piézométrique au point 1 (1200m).

L : distance séparant les deux points (130 m).

$$i = 7,6.10^{-3}$$

IV.5.4. Sens d'écoulement de la nappe

L'observation de la carte piézométrique, montre que l'écoulement général des eaux souterraines s'effectue dans la même direction, que les Oueds Outoul et Ihelfène

La nappe généralement s'écoule vers l'axe du barrage (amont vers aval) .soit dans sens NO-SE travers les alluvions dont strates sont à perméabilités différentes. Ce drainage souterrain s'effectue, dans des paléo-chenaux.

IV.6. Mode d'alimentation de la nappe

L'alimentation de la nappe de la cuvette se fait par :

- L'infiltration des eaux lors des inondations du lit d'oued au moment des crues. Les débits de crue sont importants : l'étude hydrologique estime le volume d'une crue décennale à 20 Mm^3 avec un coefficient de ruissellement proche de 60% soit 40% des précipitations qui s'infiltreront et s'évaporeront .
- Les précipitations directes sur la surface de cuvette.
- L'apport probable, ce qui représente un apport vers le réservoir.

IV.7. Mode d'exploitation de la nappe

Les « sorties » d'eau actuelles de la nappe des Oueds Ihelfène et Outoul sont de 3 ordres :

- La vidange souterraine par écoulement naturel à l'exutoire
- Les prélèvements par pompage depuis les puits.

- L'évapotranspiration comprenant l'évaporation de la nappe lorsque celle-ci est proche de la surface du sol et l'évapotranspiration des plantes (jardins potagers des rives).

IV.8. Estimation des potentialités en eau

L'estimation des volumes réservoirs s'appuie sur les mesures effectuées tant au niveau de la nappe que des épaisseurs aquifères c'est à dire du remplissage alluvial et de socle fissuré peu perméable. Sur cette base on établit les volumes géologiques suivants :

(ENHYD, 2005, p. 30)

Réservoir alluvionnaire saturé : $V_1 = H_1 \times l \times L \times S_1$

Réservoir de fissures : $V_2 = H_2 \times l \times L \times S_2$

Où H : épaisseur saturé

l : largeur aquifère (140m)

L : longueur aquifère (5260m)

S : coefficient d'emménagement moyen de 15% pour les alluvions grossières et 5% pour l'aquifère de fissures.

$$V_1 = 8 \times 140 \times 5260 \times 0.15 = 883\,680 \text{ m}^3$$

$$V_2 = 6 \times 140 \times 5260 \times 0.05 = 220\,920 \text{ m}^3$$

Soit une réserve totale d'environ $1,1 \text{ Hm}^3$

IV.9. Estimation du débit de l'inféro-flux

Le débit d'exhaure à travers l'exutoire de la cuvette alluviale, correspond au site de barrage, est calculé sur la base des paramètres géométriques précédemment établis. Le débit est donné par la relation de Darcy

$$Q = K.S.i \dots \dots \dots (IV.2)$$

Avec : Q : débit de l'inféro-flux (m^3/s)

K : perméabilité du milieu (m/s)

i : Gradient hydrique au niveau de la section S.

S : Section hydraulique (m^2).

(Soukatchoff, 2003, p.44)

Alluvions saturés

$K_1 = 1,73 \times 10^{-3} \text{ m/s}$ (perméabilité moyenne des alluvions).

$$S_1 = 325 \text{ m}^2$$

$$Q_1 = K_1.S_1.i = 1.73 \times 10^{-3} \times 325 \times 7.6 \times 10^{-3} = 4273.10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_1 = 4.2 \text{ l/s}$$

Le socle fissuré

$K_2 = 9,7 \times 10^{-7}$ m/s (perméabilité moyenne du socle fissuré).

$S_2 = 480$ m²

$Q_2 = K_2 \cdot S_2 \cdot i = 9,7 \times 10^{-7} \times 480 \times 7,6 \times 10^{-3} = 35,4 \cdot 10^{-7}$ m/s

$Q_2 = 3,5 \cdot 10^{-4}$ l/s ce qui est négligeable

IV.10. Les prélèvements à la consommation

Pour les villageois et pour l'irrigation quotidienne des parcelles 23 puits et 01 forage dont productifs et répartis dans toute l'enceinte de la cuvette.

L'exploitation des points d'eau est régulière, par motopompe à raison de 5-6 heures par jour avec un débit proche de 2.5l/s.

Les prélèvements de la nappe, journaliers, sont de l'ordre de :

$$Q_{\text{exp}} = 2,5 \times 23 \times 6 \times 3600 = 1242 \text{ m}^3/\text{j}$$

La consommation humaine n'excède pas 15m³/j compte tenu du mode de vie rural pour une population de 300 habitants permanents.

On estime, par majoration, une exploitation annuelle de la nappe de 450.000 m³/an. On fera observer qu'approximativement 20% environ des eaux pompées retournent à la nappe, soit une exploitation de la ressource qui n'excède pas 0.36 Hm³/an tous besoins confondus.

IV.11. Les pertes par évaporation de surface

L'analyse des données climatiques caractéristiques de la région de Tamanrasset montre une évaporation potentielle très importante de l'ordre de 2156 mm/an sur les plans d'eau.

L'incidence de ce facteur sur la surface d'eau libre de la nappe alluviale est réelle dans le cas de proximité des eaux du sol en particulier lors de la période des hautes eaux où la recharge a lieu.

La profondeur critique Z_r minimale à laquelle doit se situer la nappe pour échapper à l'évaporation est donnée par la relation de Averjanov (URSS) où :

$$Z_{\text{cr}} = 1,7 \cdot 0,008 \cdot T_{\text{moy}} \text{ } ^\circ\text{C}$$

Avec $T_{\text{moy}} \text{ } ^\circ\text{C} = 22,1 \text{ } ^\circ\text{C}$ (température moyenne annuelle)

$$Z_{\text{cr}} = 0,30\text{m}$$

(ENHYD, 2005, p. 33)

Cette condition n'est pas réunie en période de recharge : la profondeur de la nappe est à proximité du sol au voisinage de l'exutoire.

La solution consiste à rabattre la nappe, dans cette zone par pompage et sur une courte période.

Cependant, pour une grande partie de l'année, la nappe subit un rabattement, cela réduit le risque de pertes par évaporation.

IV.12. Confrontation ressources et besoins en eau

Il est établi qu'en règle générale le tarissement de la nappe s'effectue par les pertes naturelles de l'inféro-flux et l'exploitation par puits et forages.

Dans notre solution il s'agit d'optimiser l'exploitation des ressources par valorisation et captage du débit inféro-flux et par une possible augmentation des prélèvements.

La relation exploitation et disponibilité en eau dans la cuvette alluviale est étudiée dans les termes suivants :

L'offre disponible dans l'aquifère bicouche est estimée à $1,1 \text{ Hm}^3$: il s'agit de potentialités totales.

Ce volume disponible correspond à un état de total remplissage des réservoirs.

Le flux d'infiltration qui constitue l'apport majeur est, pour une seule crue d'environ 344000 m^3 (Crue mesurée par le bureau d'étude en Mars 2005).

Les prélèvements opérés à l'échelle annuelle sont de l'ordre de $360\,000 \text{ m}^3$ légèrement supérieurs aux réserves régulatrices annuellement ou bi annuellement assurées.

En conséquence, compte tenu des réserves totales emmagasinées ($1,1 \text{ Hm}^3$) – une augmentation de 80% des extractions actuelles est permise.

Ce qui représenterait $650.000 \text{ m}^3/\text{an}$ soit un peu plus de la moitié des disponibilités totales

Conclusion

L'étude montre, qu'à l'issue d'une période sèche de deux années consécutives les réserves permanentes ou statiques sont non négligeables : l'étude l'a montré à travers les profondeurs des niveaux d'eau et les épaisseurs aquifères réelles.

Même en cas de rabattement supplémentaire de la nappe né une exploitation plus accrue, l'infiltration des crues pourra le compenser eu égard à l'importance de ces dernières et surtout en présence d'un terrain sec et perméable plus disponible.

Dès lors les réserves régulatrices seraient forcément supérieures à $0,34 \text{ Hm}^3$ en valorisant les capacités de stockage et la réalimentation.

Chapitre V

Etude du barrage

Introduction

Le barrage souterrain est un système consistant à retenir des eaux souterraines par une parafouille (corps du barrage) mis en place en travers des chenaux des eaux souterrains. Dans sa fonction de retenir de l'eau par un endiguement (barrage), il est assimilable au "barrage en surface".

La réalisation de barrage souterrain appelé barrage d'inféro-flux est destinée à récupérer la nappe d'inféro-flux et présente de multiples avantages, ils sont en général faciles de conception. Ne posent pas de problèmes de sécurité. La réserve d'eau est souterraine à l'évaporation et à la pollution.

La mise en place du barrage souterrain consistera à empêcher la vidange naturelle de l'aquifère. Il s'en suivra :

- Un relèvement du niveau statique de la nappe.
- Une modification, à la baisse, du gradient d'écoulement naturel.
- Un volume d'eau retenu par le barrage de 1.1 million de m³.

V.1. Le choix du site du barrage

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

Des conditions géologiques et hydrogéologiques sont prises en considération quant on choisit 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 de l'inféro-flux.
- L'axe choisi doit donner la longueur la plus courte possible.
- Bonne géologie, il est désirable de mettre en place le barrage souterrain, comme dans le cas du barrage en surface, en un endroit où le substratum peu perméable se rétrécit et en amont duquel s'étend un vaste aquifère.
- Garantir la quantité d'eau qui sera stockée dans le réservoir.

V.2. Les variantes à choisir

Il existe des différentes techniques de construction du barrage souterrain, où les grandes catégories sont :

- ✓ Les murs en palplanche.
- ✓ Les parois moulées.
- ✓ La méthode générale de construction du barrage en terre ou en béton.

La structure géologique de la région d'étude assure la disponibilité de matériaux rocheux de bonne qualité (granite) et en quantité suffisante à proximité de site, ces facteurs favorisent la réalisation d'une digue en enrochements. Et comme les murs en palplanches sont difficiles à réaliser dans les graveleuses et la roche en place, on fait notre choix suivant la facilitée de réalisation et l'aspect économique, ce qui nous donne le choix de deux variantes :

V.2.1. Mur paroi moulée

C'est la technique la plus utilisée pour l'étanchéité des sols, La paroi moulée est un écran vertical en béton construit sans blindage ni coffrage à partir de la surface du sol par excavation à l'aide de machines appropriées. Mais elle est besoin des matériels d'une haute technicité.

V.2.2. Barrage en enrochement

Ce type des barrages est plus facile à réaliser, il ne nécessite pas d'engins mécaniques sophistiqués. Cependant, des mesures contre la fuite d'eau sont nécessaires et pour l'excavation profonde, les frais seront trop élevés.

V.3. Etude des variantes

V.3.1 Mur paroi moulée

V.3.1.1. Un mur paroi moulée

Les principaux avantages de la paroi moulée sont la continuité, la résistance, l'étanchéité et une mise en œuvre peu bruyante.

Dans le cas du barrage inféro-flux d'Ihelfène, la paroi moulée a pour objet d'assurer l'étanchéité de la couche alluviale, en conséquence relever le niveau statique de la nappe. Dans ce cas l'écran sera constitué d'un béton plastique faiblement dosé en ciment avec adjonction de bentonite, plastifiant/réducteur d'eau à haute performance ou un hydrofuge de masse liquide pour augmenter l'imperméabilité. La résistance mécanique demandée étant très faible.

Avant les opérations d'excavation on exécute deux murettes guides pour assurer la régularité du tracé de la tranchée et canaliser la boue de bentonite (pour éviter les effondrements des parois et maintenir ainsi la tranchée stable) au voisinage de la surface.

Vu la grande longueur de la tranchée, Le forage est réalisé par panneaux de longueur limitée, en tenant compte de la cohésion du terrain en place et des contraintes extérieures au voisinage de la paroi. Les panneaux seront exécutés par séries paire et impaires (méthode des panneaux primaires et secondaires).

(Costet, 1983, p.104)

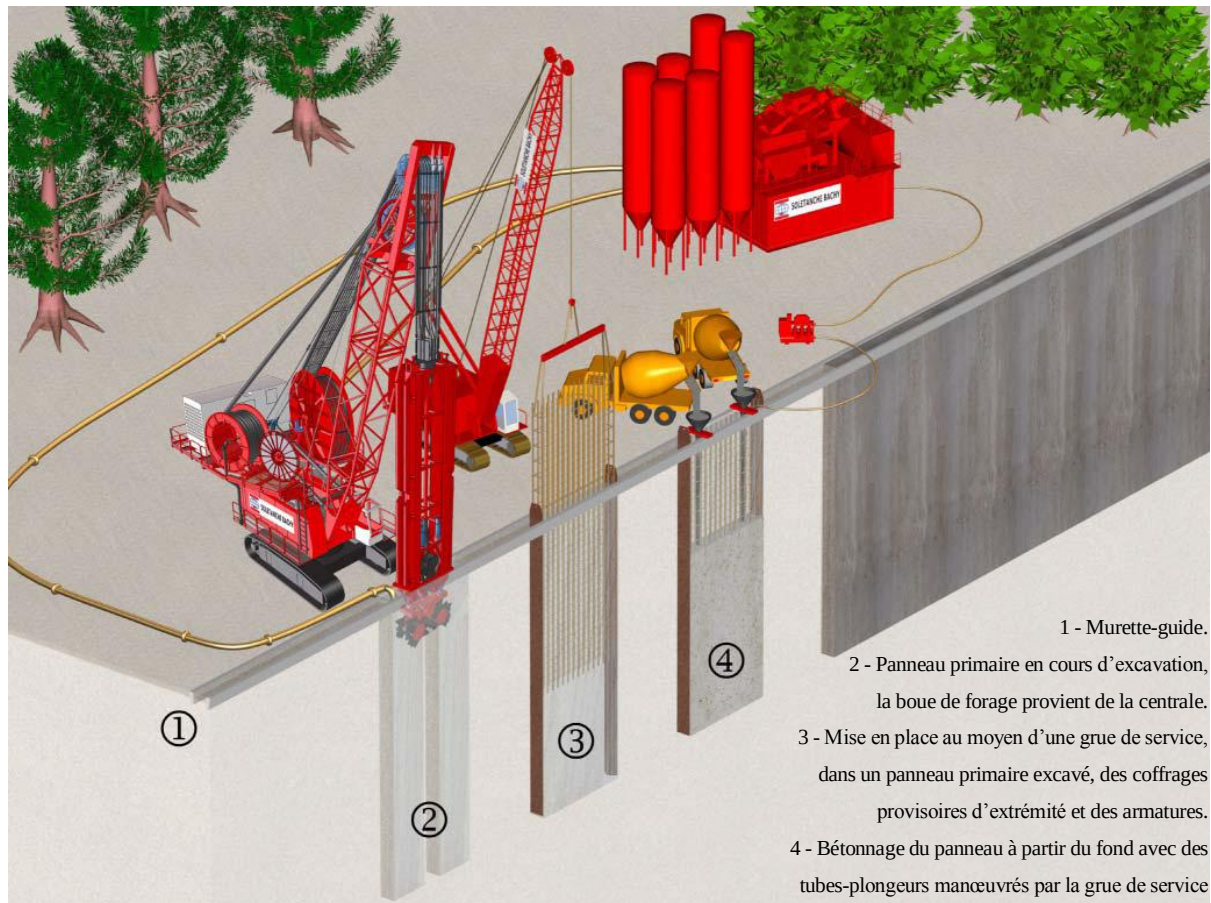


Figure V.1 : Schéma explicatif de construction de mur paroi moulée

V.3.1.2. calcul et dimensionnement

A- Réalisation des murettes guidés

Profondeur 80 cm à 1.30 m, ces murettes ont pour but de guider la benne de forage, tout en maintenant les parois en tête de l'excavation. Après décoffrage, elles sont bétonnées tous les 3 à 4 m pour éviter le basculement dans la fouille.

B- Epaisseur du mur

L'épaisseur des parois varie généralement de 0.50 m à 1.50 m, peuvent atteindre les 100 m de profondeur. Il est défini en fonction de la machine excavatrice et des caractéristiques du matériau de remplissage.

En effet, pour une machine où la largeur de la benne preneuse est de 0.60 m, on a adopté une épaisseur de 0.65 m pour le mur de la paroi moulée.

(BOUAFIA, 2009)

Le mur paroi moulée du barrage est soumis à un gradient hydraulique donné par la relation suivante :

(MIHOUBI et HASSANE, 2000)

$$I_{max} = \frac{h_{max}}{b} \dots \dots \dots (V.1)$$

Avec :

 I_{max} : Le gradient hydraulique h_{max} : Différence de charge maximale entre l'amont et l'aval du murPour $h_{am} = 4.20$ m et $h_{av} = 0$ $h_{max} = h_{am} - h_{av} = 4.20$ m b : épaisseur du mur paroi moulée, $b = 0.65$ m

$$I_{max} = 6.5$$

D'après les normes, le gradient hydraulique normatif du béton plastique est égal à $I_{adm} = 100$.

Le gradient hydraulique égal à 6.5 est très inférieur au gradient admissible, on adopte donc l'épaisseur de 0.65 m pour la paroi moulée.

C- La longueur des panneaux

Le mur souterrain d'une longueur totale de 136 m, est constitué d'une partie centrale et de deux parties extrêmes (rives gauche et droite). La partie centrale, d'une longueur totale de 120.60m, sera réalisée par le procédé des parois moulées dans le sol et les deux parties extrêmes, d'une longueur totale de 15.40 m, seront réalisées avec la méthode traditionnelle à l'aide d'une pelle hydraulique.

Dans la réalisation des parois moulées dans le sol, le problème le plus préoccupant est la stabilité des parois de la tranchée. Celles-ci doivent rester verticales pendant toute la période d'exécution. Pour se faire, en plus du remplissage de la tranchée par une boue de bentonite, il faut limiter la longueur de celle-ci.

(BOUAFIA, 1996)

L'excavation de la partie centrale en béton plastique s'effectuera donc par panneaux primaires et secondaires. Leurs dimensions sont essentiellement fonction de la capacité de bétonnage du chantier et de la machine excavatrice. La longueur du panneau est égale à soit une fois la longueur de la benne soit environ 2.5 fois la longueur, d'où la longueur de la benne est environ 2.2m à 3.3m

Une benne de 2.8 m de longueur permet l'excavation de panneaux primaires de 7 m et secondaires de 6.4 m.

Le nombre de panneaux nécessaires pour recouvrir la partie centrale est donné dans le tableau suivant :

Tableau V.1 : Le nombre de panneaux

Longueur de benne (m)	PANNEAUX PRIMAIRES			PANNEAUX SECONDAIRES			TOTAL	
	Longueur unitaire (m)	nombre	L totale (m)	Longueur unitaire (m)	nombre	L totale (m)	nombre	L (m)
2,7	7	9	63	6,4	9	57.6	18	120.6

V.3.1.3. Stabilité de la tranchée

On peut dire que la tranchée est stable si, à toute profondeur, on a :

$$\sigma' \leq \sigma_b - u \quad \dots\dots\dots(V.2)$$

Où :

σ' : La contrainte effective régnant dans le terrain

σ_b : Contrainte due à la boue

u : Pression hydrostatique de l'eau

(BOUAFIA, 2011)

Pour apprécier la stabilité de la tranchée à la profondeur z , on a adopté la méthode de Kowalewski qui introduit dans les calculs classiques d'équilibre limite de poussée l'influence de la longueur de la tranchée.

D'où la contrainte effective σ' (z) est:

$$\sigma'(z) = K_a \cdot \gamma \cdot Z \quad \text{lorsque } z \leq z_0 \quad \dots\dots\dots(V.3)$$

$$\sigma'(z) = K_a \cdot (\gamma \cdot z_0 + \gamma' (z - z_0)) \quad \text{lorsque } z \geq z_0 \quad \dots\dots\dots(V.4)$$

Où :

(Costet, 1983, p.125)

K_a : Le coefficient de Kowalewski, qui est fonction de la profondeur, de la longueur de la tranchée et de l'angle de frottement interne du sol ; on le lit dans l'abaque donné en annexe

γ : Poids volumique du terrain situé au-dessus de la nappe

γ' : Poids volumique déjaugé du terrain situé au-dessous de la nappe

z_0 : Profondeur de la nappe phréatique

$$\sigma_b(z) = \gamma_b \cdot (z - z_1) \quad \dots\dots\dots(V.5)$$

Où :

γ_b : Le poids volumique de la boue de bentonite, elle est de l'ordre de 1.05 à 1.2 T/ m³

z_1 : La profondeur du niveau de la boue

La pression hydrostatique est:

$$u = \gamma_w (z - z_0) \dots\dots\dots (V.6)$$

Pour les calculs les paramètres ci-dessus ont les valeurs suivantes :

$$\gamma = 1,6 \text{ T/m}^3 \quad \gamma' = 1,1 \text{ T/m}^3 \quad \gamma_b = 1,1 \text{ T/m}^3 \quad \gamma_w = 1 \text{ T/m}^3$$

$$z_0 = 1 \text{ m} \quad z_1 = 0,5 \text{ m} \quad \phi = 41,5^\circ$$

L'application numérique est donnée sous forme de tableau comme suit :

Tableau V.2 : calcul de la stabilité de la tranchée

Z (m)	L(m)	Z/L	K'a / k	K'a	σ' (T/m ²)	σ_b (T/m ²)	U(T/m ²)	$\sigma_b - U$ (T/m ²)	$(\sigma_b - U) - \sigma'$ (T/m ²)
0	7	0,00	1,00	0,21	0,00	0,00	0	0,00	0,00
1	7	0,14	0,97	0,20	0,32	0,55	0	0,55	0,23
2	7	0,29	0,95	0,19	0,53	1,65	1	0,65	0,12
3	7	0,43	0,90	0,18	0,70	2,75	2	0,75	0,05
4	7	0,57	0,85	0,17	0,85	3,85	3	0,85	0,00
5	7	0,71	0,77	0,16	0,95	4,95	4	0,95	0,00

K : coefficient de Rankine $K = \tan^2 (\pi/4 - \phi/2)$;

(Costet, 1983, p.138)

D'après les résultats obtenus, on peut dire que la tranchée est stable sur toute la profondeur

V.3.1.4. Etude hydraulique du mur

L'étude hydraulique consiste en la définition du débit s'infiltrant à travers le mur paroi moulée. Le débit infiltré par mètre de longueur du mur est donné par la formule de N.N PAVLOVSKI suivante :

$$q = \frac{K_0 \times (h_m^2 - h_c^2)}{2 \times d} \dots\dots\dots (V.7)$$

Avec :

K_0 : Coefficient de perméabilité du matériau du mur, pour le béton plastique $K_0 = 10^{-7} \text{ m/s}$

h_m : charge amont, $h_m = 4,20 \text{ m}$.

h_c : Charge aval, $h_c = 0,0 \text{ m}$.

d : épaisseur du mur, $d = 0,65 \text{ m}$.

Le débit maximum infiltré est égale à : $q = \frac{10^{-7} \times 4.2^2}{2 \times 0.65} = 1.4 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}$

V.3.2. Digue en enrochements

Pour la réalisation d'un tel barrage il faudrait disposer d'un volume très important de matériaux rocheux qu'il est disponible en quantité suffisante et de bonne qualité à proximité du site.

La digue sera réalisée en enrochements (granites) compactés, l'étanchéité est assurée par une géomembrane, qui représente une alternative fiable et économique par rapport à des solutions plus traditionnelles tel que le béton ou l'argile, et dont la mise en place est très facile.

Pour éviter l'érosion de la crête du barrage par les eaux de crue, il faut l'enterrer au moins 0.5 m sous le niveau de terrain naturel donc la hauteur de barrage ne dépasse pas $H = 3.7\text{m}$.

V.3.2.1. Largeur en crête

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

- **Formule de KNAPPEN**

$$b_{cr} = 1.65\sqrt{H} \dots\dots\dots (V.8)$$

- **Formule de F-PREECE**

$$b_{cr} = 1.1\sqrt{H} + 1 \dots\dots\dots (V.9)$$

- **Formule PRATIQUE**

$$b = \frac{5}{3}\sqrt{H} \dots\dots\dots (V.10)$$

- **Formule Anonyme (simplifiée)**

$$b_{cr} = 3.60\sqrt[3]{H} - 3 \dots\dots\dots (V.11)$$

Tableau V.3: récapitulatif des résultats de calcul de largeur de crête.

Formule	b_{cr} (m)
Formule de KNAPPEN	3.17
Formule de F-PREECE	3.11
Formule PRATIQUE	3.2
Formule Anonyme	2.56

On opte pour une largeur de crête égale à : $b_{cr} = 3\text{m}$

V.3.2.2. La longueur en crête

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

$$L = 131\text{m.}$$

V.3.2.3. 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 optimal, comme montre le tableau ci après

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

D'après le tableau(V.5) qui donne les pentes des talus en fonction de la hauteur et de type de barrage .on choisi pour les calculs les pentes:

- Parement amont $m_1 = 2,5$.
- Parement aval $m_2 = 2$.

V.3.2.4. Dispositif de protection contre les effets de l'eau

Les talus d'un barrage sont sensibles à l'érosion due au ruissellement des eaux, en ce qui concerne le parement amont à l'attaque, il y a donc en général de prévoir une protection des talus.

- le talus amont

Le talus amont est masqué par le géomembrane d'étanchéité, il est très sensible pour, cela il sera protégé contre l'effet de l'eau par un enrochement qui doit être réalisé au fur a mesure des travaux de terrassement.

On fait un enrochement de pierre d'épaisseur (0,3m) est suffisant.

- **le talus aval**

Puisque la digue est déversante, le talus aval sera protégé contre les eaux de crues, par des tissus de géotextiles, pour éviter la modification de la structure de barrage par les terres de remblai,

On masque le talus aval par un filtre en géotextile afin de drainer les eaux de crue déversé sur la crête du barrage

V.4. Fixation du choix définitif du type de barrage

Pour faire le choix de type du barrage à construire, une étude de comparaison technico-économique de chacun des types de barrage est nécessaire, pour cela, on a pris en considération :

- Facilite de la réalisation.
- Emplacement des zones d'empreints.
- Volume des matériaux de construction.
- Technologie de réalisation.

V.4.1. Calcul des volumes

V.4.1.1. Mur paroi moulée

➤ Les murettes guidés

On a deux murettes de section de forme Γ , le long de l'axe de barrage, le volume de murettes est :

$$V=2.S.L..... (V.12)$$

Avec :

L : Longueur totale de barrage L=136 m

S : La section de murette

$$S = (0.8*0.8)-(0.5*0.5) = 0.39 \text{ m}^2$$

$$V = 0.39 * 136 = 53.04 \text{ m}^3$$

➤ Le mur

La profondeur, la surface latérale et le volume des panneaux sont donnés dans le tableau suivant

Avec :

- Largeur de la benne preneuse = 0.60 m
- Epaisseur du panneau = 0,65 m

- Eboulement $\approx 20 \%$

Tableau V.5 : détail quantitatif

profondeur, surface latérale et volume des panneaux							
Pan. N°	PANNEAUX PRIMAIRES			Pan. N°	PANNEAUX SECONDAIRES		
	profondeur	surface	volume		profondeur	surface	volume
	m	m²	m³		m	m²	m³
1	3.14	19	12.35	2	3.68	22	14.30
3	3.68	26	16.90	4	3.68	24	15.60
5	3.68	26	16.90	6	3.72	24	15.60
7	3.87	26	16.90	8	4.01	25	16.25
9	4.15	28	18.20	10	4.21	27	17.55
11	4.21	27	17.55	12	4.03	26	16.90
13	3.56	25	16.25	14	2.95	20	13.00
15	2.63	19	12.35	16	2.17	14	9.10
17	1.95	13	8.45	18	1.81	10	6.50
TOTAL		209	135.85	TOTAL		192	124.80
EBOULEMENT (20%)			27.17	EBOULEMENT (20%)			24.96
TOTAL BETON (m³)			163.02	TOTAL BETON (m³)			149.76
TOTAL GENERAL							312.78

Dans ce cas le volume max du béton plastique est de l'ordre de 313 m³.

Le bétonnage des parties extrêmes se fera par la méthode traditionnelle, par versement de béton (dosé à 350 Kg de ciment/m³).

Le volume de béton est calculé par :

$$V = (S_1 + S_2) \cdot b \dots \dots \dots (V.13)$$

Avec:

S_1 : surface de partie extrême gauche $S_1 = 6 \text{ m}^2$

S_2 : surface de partie extrême droite $S_2 = 8 \text{ m}^2$

b : largeur de la tranchée $b = 0.65 \text{ m}$

$$V = 9.1 \text{ m}^3$$

V.4.1.2. Digue en enrochements

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 :

$$H_i = N_{cr} - N_{pi} \dots\dots\dots (V.14)$$

Où :

N_{cr} : Côte de la crête du barrage.

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

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

$$S_i = \frac{b_{cr} + B_i}{2} H_i \dots\dots\dots (V.15)$$

b_{cr} : Largeur en crête du barrage.

B_i : Largeur du pied du barrage au droit de la section « i »

$$B_i = b_{cr} + (m_1 + m_2) \cdot H_i \dots\dots\dots (V.16)$$

Où :

m_1, m_2 : Fruit du talus amont et aval respectivement.

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

Avec :

$$V_b = \sum V_i$$

$$V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot L_i \dots\dots\dots (V.17)$$

Où :

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

➤ Recharge en enrochement

Tableau V.6 : volume des recharges.

N° coupe	H_i [m]	B_i [m]	S_i [m ²]	S_{moy} [m ²]	L_i [m]	V_i [m ³]
1	0	3	0	16.1	24.4	393.97
2	3.18	17.31	32.3	33.1	24.1	797.15
3	3.27	17.71	33.9	37.9	28.1	1064.48
4	3.7	19.65	41.9	27.3	29.2	798.61
5	1.81	11.14	12.8	6.4	25.2	161.24
6	0	3	0			
Volume Totale						3215.45

➤ **Géomembrane**

Les géomembranes seront masquées tout la surface du talus amont du barrage, La surface total du talus amont s'obtient par la somme des surfaces partiels de ses sections, d'où l'aire partiel est déterminée ainsi :

$$S_i = \frac{d_i + d_{i+1}}{2} L_i \dots \dots \dots (V.18)$$

d_i : Largeur de la pente de talus amont au droit de la section « i »

$$d_i = \frac{H_i}{0.371}$$

➤ **Tableau V.7 : surface de masque de Géomembrane**

N° coupe	H _i [m]	d _i [m]	L _i [m]	S _i [m ²]
1	0	0	24.4	104.57
2	3.18	8.6	24.1	209.49
3	3.27	8.8	28.1	263.96
4	3.7	10	29.2	216.84
5	1.81	4.9	25.2	61.47
6	0	0		
surface total				856.33

➤ **Géotextile**

Les géotextiles seront masqués tout la surface du talus aval du barrage, La surface total du talus aval s'obtient par la somme des surfaces partiels de ses sections, d'où l'aire partiel est déterminée ainsi :

$$S_i = \frac{d_i + d_{i+1}}{2} L_i$$

d_i : Largeur de la pente de talus aval au droit de la section « i »

$$d_i = \frac{H_i}{0.447}$$

➤ **Tableau V.8** : surface de masque de Géotextile

N° coupe	H _i [m]	d _i [m]	L _i [m]	S _i [m ²]
1	0	0	24.4	86.79
2	3.18	7.1	24.1	173.88
3	3.27	7.3	28.1	219.08
4	3.7	8.3	29.2	179.97
5	1.81	4	25.2	51.02
6	0	0		
surface total				710.74

V.4.2. Estimation du cout des variantes

Le tableau suivant donne les différents couts des variantes :

Tableau V.9 : les coûts des variantes étudiant.

Variante	Matériaux	Quantité (m ³)	Prix Unit (DA)	Coût (DA)	Coût totale (DA)
Mur paroi moulée	Murettes (béton armet)	53.04	30 000	1.591.200	4.168.000
	Panneaux (béton plastique)	313	8 000	2.504.000	
	Extrêmes (dosé à 350 Kg)	9.1	8 000	72.800	
Digue en enrochements	recharges	3215.45	1 200	3.858.540	6.138.071
	géomembranes	856.33	1 500	1.284.495	
	Géotextile	710.74	1 400	995.036	

Conclusion

A travers le Tableau récapitulatif(V.9), il apparaît clairement que nous ne pouvons nous orienter que vers la 1^{ère} variante, mur paroi moulée, car elle est la plus économique possible, par rapport a celui de la digue qu'il est couteux sans tenure compte l'énorme excavation et remblai qu'il faut les faire.

Chapitre VI

Les ouvrages annexes

Introduction

Les barrages réservoirs sont souvent équipés d'ouvrages annexes destinés à l'exploitation de la retenue et assurer la sécurité du barrage. Les ouvrages annexes sont des ouvrages hydrauliques qui font transiter l'eau du bief amont vers le bief aval, à travers des orifices spéciaux, des déversoirs, des canaux, des conduites, des galeries et autres en tenant compte du type de barrage, sa fondation, les rives de la vallée, la topographie du site et autres.

VI.1. Voile d'injection

Comme la zone altérée, composée essentiellement d'une roche granodioritique friable et fissurée, est perméable (avec une perméabilité moyenne de 19 UL) et ne peut être excavée à l'aide de la benne preneuse, on prévoit la réalisation d'un voile d'étanchéité par injection de coulis de ciment pour parer aux percolations d'eau à travers cette zone.

Le voile formé par les injections, en plus du rôle d'étanchéité, permet d'augmenter les caractéristiques mécaniques de la zone altérée et créer une continuité entre le mur paroi moulée, la zone altérée et la roche saine.

VI.1.1. L'épaisseur du voile

L'épaisseur du voile dépend de la nature du terrain, de charge maximale et de gradient hydraulique

Pour la couche altérée en conformité avec la nature du terrain (zone altérée) le gradient maximum admissible soit égale a : $I_{adm} = 15$

Dans le cas du voile prévu pour le barrage inféro-flux d'Ihelfène :

-La charge maximale est égale à : $H_{max} = 15$ m

-Le gradient hydraulique s'exerçant sur le voile est donné par la relation suivante :

$$I_{max} = \frac{H_{max}}{B} < I_{adm} \dots \dots \dots (VI.1)$$

Cette relation permet de donner l'épaisseur minimale du voile.

$$B = \frac{H_{max}}{I_{max}} = \frac{15}{15} = 1m$$

VI.1.2. Nombre des trous d'injection et leurs profondeurs

La distance entre les trous d'injection sera déterminée in situ après essais d'injection. Pratiquement elle est comprise entre 3 et 4 m. Pour notre barrage on fixe la distance entre les trous à 4m.

La réalisation des injections se fera à partir des forages primaires puis secondaires et puis tertiaires d'où :

- On réalise les forages primaires distants de 24 m l'un de l'autre.

- Entre deux forages primaires on réalise deux autres secondaires distants de 8m l'un de l'autre.
- Entre deux forages secondaires, juste au milieu, on réalise le forage tertiaire

Le nombre ainsi que les profondeurs des forages primaires (Pn), secondaires (Sn) et tertiaires (Tn) sont donnés aux tableaux ci dessous.

Tableau VI.1 : Profondeur des trous d'injection des forages primaires

FORAGE N°	PROFONDEUR			
	BETON	ZONE ALTEREE	ROCHE SAINE	TOTALE
	m	m	m	m
P1	0,15	3,51	5,00	8,66
P2	3,70	2,48	5,00	11,18
P3	3,70	3,31	5,00	12,01
P4	4,20	5,56	5,00	14,76
P5	3,10	2,78	5,00	10,88
P6	1,80	1,87	5,00	8,67
P7	0,50	1,94	5,00	7,44
TOTAL	17,15	21,45	35,00	73,60

Tableau VI.2 : Profondeur des trous d'injection des forages secondaires

FORAGE N°	PROFONDEUR			
	BETON	ZONE ALTEREE	ROCHE SAINE	TOTALE
	m	m	m	m
S1	2,55	1,94	0,50	4,99
S2	3,60	1,74	0,50	5,84
S3	3,70	2,74	0,50	6,94
S4	3,70	3,03	0,50	7,23
S5	3,90	3,40	0,50	7,80
S6	4,10	5,66	0,50	10,26
S7	4,10	4,73	0,50	9,33
S8	3,70	2,58	0,50	6,78
S9	2,60	2,70	0,50	5,80
S10	2,00	2,49	0,50	4,99
S11	1,60	1,25	0,50	3,35
TOTAL	35,55	32,26	5,5	73,31

Tableau VI.3 : Profondeur des trous d'injection des forages tertiaires

FORAGE N°	PROFONDEUR			
	BETON	ZONE ALTEREE	ROCHE SAINE	TOTALE
	m	m	m	m
T1	1,80	2,28	0,50	4,58
T2	2,90	2,00	0,50	5,40
T3	3,70	2,09	0,50	6,29
T4	3,70	2,61	0,50	6,81
T5	3,70	2,88	0,50	7,08
T6	3,70	3,17	0,50	7,37
T7	3,80	3,35	0,50	7,65
T8	4,00	4,76	0,50	9,26
T9	4,15	5,61	0,50	10,26
T10	4,20	5,56	0,50	10,26
T11	3,90	3,65	0,50	8,05
T12	3,40	2,63	0,50	6,53
T13	2,80	2,92	0,50	6,22
T14	2,30	2,60	0,50	5,40
T15	1,80	2,28	0,50	4,58
T16	1,55	1,71	0,50	3,76
TOTAL	51,40	50,10	8,00	109,50

VI.1.3. Longueur du voile

L'injection sera effectuée à partir de la même plate forme de travail que la paroi moulée dans le sol au niveau supérieur des murettes guides à la côte 1202 m. La longueur totale du voile est de 257 m.

Au tableau ci dessous on résume les profondeurs totales pour les différents forages et par chaque zone traversée

Tableau VI.4 : Profondeur total des forages d'injection

Désignation	Profondeur			
	Prim. (m)	Second. (m)	Tert. (m)	Total (m)
Paroi moulée	17.15	35.55	51.4	104.1
Zone altérée	21.45	32.26	50.1	103.81
Zone saine	35	5.5	8	48.5
Total (m)	73.60	73.31	109.50	256.41

VI.1.4. Le débit infiltré à travers le voile

La charge maximale sur le voile $H_{\max} \approx 15$ m.

La hauteur maximale du voile est estimée à 10.50 m (hauteur maximale de la zone altérée).

Le débit infiltré par mètre d'épaisseur est donné par la relation suivante :

$$q = k_0 \times j \times T \dots\dots\dots (VI.2)$$

Avec :

K_0 : Coefficient de perméabilité du voile, $k_0 = 10^{-7}$ m/s

T : épaisseur de la couche injectée en m, prise égale à 4 m

j : gradient hydraulique donné par la relation suivante :

$$j = \Delta \frac{H_{\max}}{T} \dots\dots\dots (VI.3)$$

$$j = 0.75 \frac{15}{4} = 2.8$$

D'où : $q = 10^{-7} \times 2.8 \times 4 = 11.2 \cdot 10^{-7} \text{ m}^3/\text{s}.$

VI.2. Seuil déversant

Pour créer une recharge supplémentaire de la nappe, on prévoit la réalisation le long de l'axe du barrage un seuil déversant. En effet ce dernier joue un rôle d'une section de contrôle, et il permet à court terme de ralentir la crue, en conséquence donner la possibilité à l'eau de s'infiltrer plus dans la nappe et à long terme, une fois rempli d'apports solides (en général des alluvions), créer une nouvelle réserve d'eau supplémentaire.

Le profil du seuil déversant est de type Creager d'une hauteur de 1.5 m.

VI.2.1. Calcul hydraulique du seuil

Par le calcul hydraulique, on détermine la hauteur de la lame d'eau au dessus du seuil déversant, en conséquence la côte du niveau d'eau dans la cuvette, au passage d'une crue centennale ($Q_{1\%} = 576 \text{ m}^3/\text{s}$)

La formule générale des déversoirs donnant le débit déversé en fonction de la charge sur le seuil est la suivante :

(KERMENSKI et SCHTERENLIHT, 1984)

$$Q = mb\sqrt{2g}H^{\frac{3}{2}} \dots\dots\dots (VI.4)$$

Avec : Q : Débit évacué en m^3/s ;

m : Coefficient de débit ;

b : Largeur du seuil en m ;

g : Accélération de la pesanteur m/s^2

H : Charge sur le seuil en m.

En considérant que le seuil déversant est continu avec une longueur totale de 136 m et un coefficient de débit de 0,46 (seuil de type Creager), la hauteur de la lame déversante sera égale à : $H = 1.63$ m.

La cote du niveau d'eau sera donc égale à 1205.13 m

VI.2.2. Profil d'un déversoir

Le profil du seuil déversant est de type Creager en béton armé d'une hauteur de 1.5 m et d'une longueur totale de 136 m, l'avantage de ce contour est qu'en chaque point de son parement aval la pression est égale à la pression atmosphérique, donc il évite toute suppression qui provoque des risques de décollement.

La figure suivante montre les différents paramètres du profil normal du déversoir.

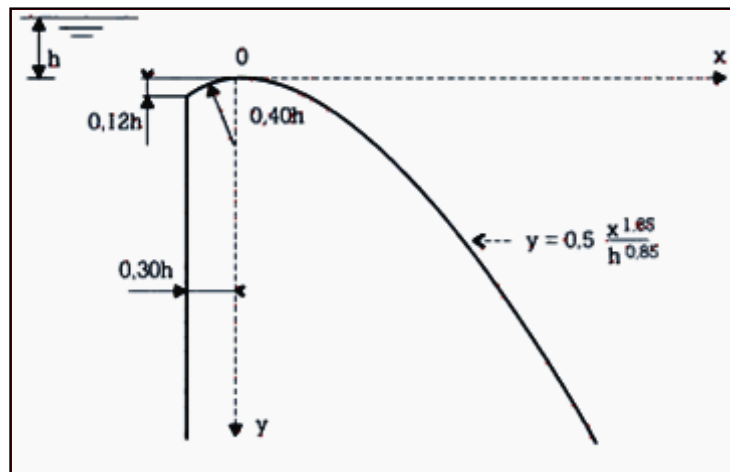


Figure VI.1 : Les paramètres du profil d'un déversoir

On a:

$$\begin{cases} a = 0.12 \times H = 0.12 \times 1.63 = 0.2\text{m} \\ b = 0.4 \times H = 0.4 \times 1.63 = 0.65\text{m} \\ c = 0.3 \times H = 0.3 \times 1.63 = 0.5\text{ m} \end{cases}$$

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

$$y = 0.5 \frac{x^{1.85}}{H^{0.85}} \dots \dots \dots (VI.5)$$

m doit être compris entre 0,45 et 0,50

Calcul des coordonnées du barrage déversoir et la lame d'eau déversant pour **$H=1.63\text{m}$**

Selon les coordonnées calculées celles du déversoir et de la lame extérieure, on trace le profil puis on fait un raccordement par un arc de cercle de rayon

(MIHOUBI, 1999, p.6)

$$R = 0.5P \dots \dots \dots (VI.6)$$

Tableau VI.5: Les coordonnées du profil de déversoir.

X	Y	Z
0.000	0.205	-1.355
0.163	0.059	-1.309
0.326	0.011	-1.258
0.489	0.000	-1.206
0.652	0.011	-1.144
0.978	0.098	-1.011
1.304	0.240	-0.833
1.630	0.417	-0.619
1.956	0.641	-0.357
2.282	0.921	-0.049
2.771	1.423	0.497
3.260	2.013	1.130

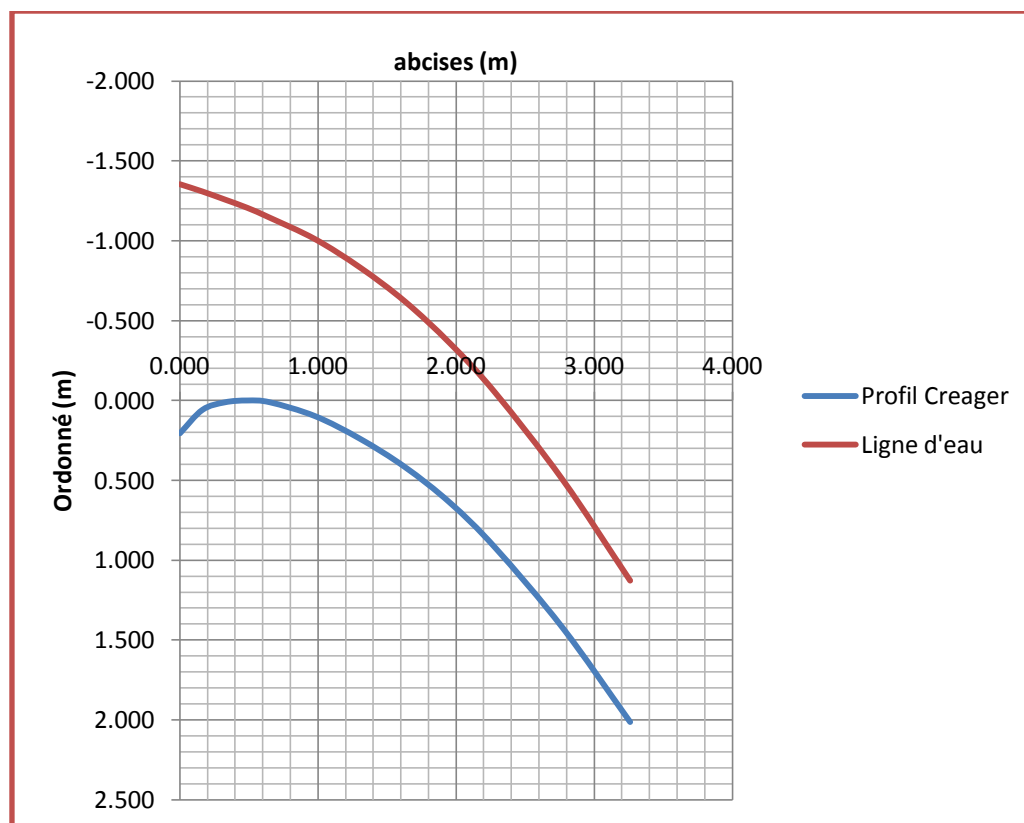


Figure VI.2 : Profil Creager du déversoir

VI.2.3. Calcul de stabilité du seuil

L'étude de stabilité est fondamentalement essentielle dans la mesure où elle doit aboutir, pour l'essentiel à la définition de la géométrie des ouvrages. Le calcul sera effectué pour une largeur de 1 m linéaire

VI.2.3.1. Vérification au glissement

La stabilité au glissement par rapport à une surface critique se définit par un rapport entre la somme des forces verticales et la sommes des forces horizontales, pour que le seuil soit stable au glissement il faut que la relation suivante soit vérifiée :

$$K_s = \frac{(fN + CF)}{T} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (VI.7)$$

(MIHOUBI, 1999, p.11)

Avec :

K_s : Coefficient de sécurité au glissement

K_{adm} : Coefficient de sécurité au glissement admissible ($K_{adm} = 1,1$)

N : Somme des forces verticales en T ;

T : Somme des forces horizontales en T ;

$f = \tan(\varphi)$: Coefficient de frottement interne ($\varphi = 41,5^\circ$; $f = 0,9$)

C : Cohésion en T/m² ($C = 1$ T/m²)

$F = b \times 1$ m (section de la base) où b est la largeur à la base en m ($b = 3.12$ m)

- Forces verticales

Comme forces verticales on prend en compte que le poids propre du seuil (sans compter la masse d'eau sur le seuil), il est donné par l'égalité suivante :

$$P_{pc} = \gamma_b \cdot S_{pc} \cdot L \dots\dots\dots (VI.8)$$

Avec : P_{pc} : poids propre du corps du seuil (tf)

γ_b : poids volumique de béton égale à [2.5tf/m³]

S_{pc} : aire du profil de déversoir (m²) [$S_{pc} = 3.36$ m²]

Donc on trouve : $P_{pc} = 2.5 \times 3.36 \times 1$;

Ce qui donne : $N = P_{pc} = 8.4$ T/m

- Forces horizontales

Comme forces horizontales on prend en compte la poussée hydrostatique de l'eau sur le seuil et la poussée du sol au niveau de l'ancrage

- Poussée hydrostatique à l'amont :

Il est donné par la formule suivante :

$$P_h = 0.5\gamma_w H^2 \dots\dots\dots (VI.9)$$

avec : P_h : poussée hydrostatique à l'amont (tf)

γ_w : poids volumique de l'eau (1 tf/m³)

H : la hauteur d'eau ($H = 4$ m ; pour plus de sécurité dans le cas de cure plus importante)

donc on trouve : $P_h = 0.5 \times 1 \times 4^2$; ce qui donne :

$$P_h = 8 \text{ tf}$$

- Poussée des sédiments :

il est donnée par l'égalité suivante :

$$P_s' = \gamma_{s.s} \frac{h_s^2}{2} tg^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) \dots\dots\dots (VI.10)$$

avec : P_s' : poussée des sédiments (tf)

$\gamma_{s.s}$: poids volumique des sédiments (tf/m³) [$\gamma_{s.s} = 1.6$ tf/m³]

h_s : hauteur du sol exerçant la poussée, [$h_s = 0.6$ m]

donc on trouve: $P_s' = 1.6 \frac{0.6^2}{2} tg^2(45^\circ - \frac{41.5}{2})$; ce qui donne : $P_s' = 0.058 \text{ tf}$

$$K_s = \frac{0.9.8.4 + 1.3.12}{8 + 0.058} = 1.32 > 1.1$$

Le seuil est donc stable au glissement, mais, pour plus de sécurité, on prévoit des ancrages au niveau des murettes guides.

VI.2.3.2. Vérification au renversement

Pour que le seuil soit stable au renversement il faut que la relation suivante soit vérifiée :

$$K_s = \frac{\sum M^+}{\sum M^-} \geq K_{adm} = 1,5 \dots \dots \dots (VI.11)$$

Où :

K_s : Coefficient de sécurité au renversement

K_{adm} : Coefficient de sécurité au renversement admissible

$\sum M^+$: Somme des moments résistants.

$\sum M^-$: Somme des moments moteurs.

Le calcul de la stabilité se fait autour du point d'arrêt aval (0) qui est le point pessimiste dans le cas où la cote du plan d'eau égale à la hauteur du seuil régulateur.

$$\sum M^+ = P_{pc} \cdot L + P_s' \cdot L_s = 8,4 \cdot 2,32 + 0,058 \cdot 0,4 = 19,5 \text{ Tm/m}$$

$$\sum M^- = T \cdot L_w = 8 \cdot 1,33 = 10,66 \text{ Tm/m}$$

Les résultats des calculs de $\sum M^+$ sont données au tableau suivant :

$$K_s = \frac{19,5}{10,66} = 1,83 > 1,5$$

La stabilité du seuil au renversement est donc assurée.

VI.2.3.3. calcul de résistance du barrage

La vérification se fera pour la section où les contraintes sont maximales, c.à.d. à la base du seuil. La relation suivante doit être vérifiée :

$$(\sigma_y)^{am,av} \leq [R_c]_{adm} \dots \dots \dots (VI.12)$$

Où :

$[R_c]_{adm}$: la résistance à la compression admissible du béton ($\sigma_b = 0,6 f_{c28}$; béton dosé à 350 Kg ciment , où $f_{c28} = 20 \text{ MPa}$)

L'expression d'une flexion composée nous donne les contraintes :

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sum F}{B} \pm \frac{6 \sum M/o}{B^2} \dots \dots \dots (VI.13)$$

$(\sigma_y)^{am,av}$: contraintes calculées en une section donnée (tf/m^2)

B : largeur à la base (m)

M/o : moment par rapport au point le plus défavorable (tf.m)

$$\frac{\sum F}{B} = \frac{8.4}{3.12} = 2.7$$

$$\frac{6 \sum M/o}{B^2} = \frac{6(10.66 - 19.5)}{3.12^2} = -5.45$$

$$\sigma_1 = 2.7 - (-5.45) = 8.15 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_2 = 2.7 + (-5.45) = -2.75 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_{max} = \sigma_1 = 8.15 \frac{\text{T}}{\text{m}^2} = 81.5 * 10^{-3} \text{ MPa} < [R_c]_{adm} = 12 \text{ MPa}$$

VI.3. Prise d'eau

Comme élément intégrant dans l'aménagement hydraulique, les prises d'eau occupent une place de grande importance, il dépend de sa correcte conception et d'exploitation, à savoir, l'utilisation de l'eau retenue avec la garantie et les paramètres d'exploitation nécessaires.

Un ouvrage de prise permet à l'eau d'entrer dans le système d'amenée. Celui-ci est constitué d'une entrée suivie d'une conduite d'amenée. Pour une réserve d'eau souterraine, l'approvisionnement en eau par forage est incontestablement la solution la plus avantageuse.

VI.3.1. Implantation du forage

La recherche du point le plus favorable pour l'implantation de l'ouvrage s'effectuera à partir de l'étude hydrogéologique et la prospection géophysique.

Du point de vue hydrogéologique, les sondages électriques verticaux SEV I2 et I3 de la coupe I, présente un endroit favorable pour l'implantation de forage, car les résistivités sont caractéristiques d'un horizon épais susceptible d'être aquifère.

Le sondage carotté SRH 13 qui correspond au sondage électrique I2 et qui se situe à proximité de la zone de confluence indique la plus importante épaisseur d'alluvions avec un pic de 17.5 m, 20m selon la géophysique.

La coupe géo-électrique longitudinale de sondage nous donne :

- **0m – 14 m** : sable grossier à galets plats de taille centimétrique.
- **14m-17.5 m** : galets et cailloux de taille inférieure à 10 cm.
- **17.5 m –17.78 m** : granite altéré.
- **17.78 m –18 m** : granite sain fissuré à un plan oblique.

VI.3.2. Exécution

VI.3.2.1. plan de tubage

Le programme de travail est conditionné par le plan de tubage. L'idéal serait de pouvoir réaliser un trou de diamètre constant dans lequel on placerait un tube ayant la même section d'un bout à l'autre.

Cependant, nous devons tenir compte, dès le départ, des dimensions de l'ouvrage terminé et de celles de son tubage définitif constitué par plusieurs colonnes télescopiques.

• Estimation du débit

Le réservoir est considéré comme un aquifère a nappe libre. On peut estimer le débit de forage, à condition que nous ayons pu définir le rayon du cône de dépression provoqué par un premier pompage d'essai (au moyen de piézomètres).

(MABILLOT, 1995)

$$Q = \frac{\pi.P.(H^2-h^2)}{2.3.\log\frac{R}{r}} \dots\dots\dots (VI.14)$$

D'où :

Q : débit constant escompté [l/mn] ;

P : coefficient de perméabilité du terrain aquifère [l/mn/m²] ;

H : épaisseur de la couche aquifère (entre le niveau statique et le mur de la couche)[m];

h : hauteur de la colonne d'eau dans le forage, pendant le pompage [m] ;

R : rayon du cercle de bas de cône de dépression [m] ;

r : demi-diamètre intérieur de tubage [m] ;

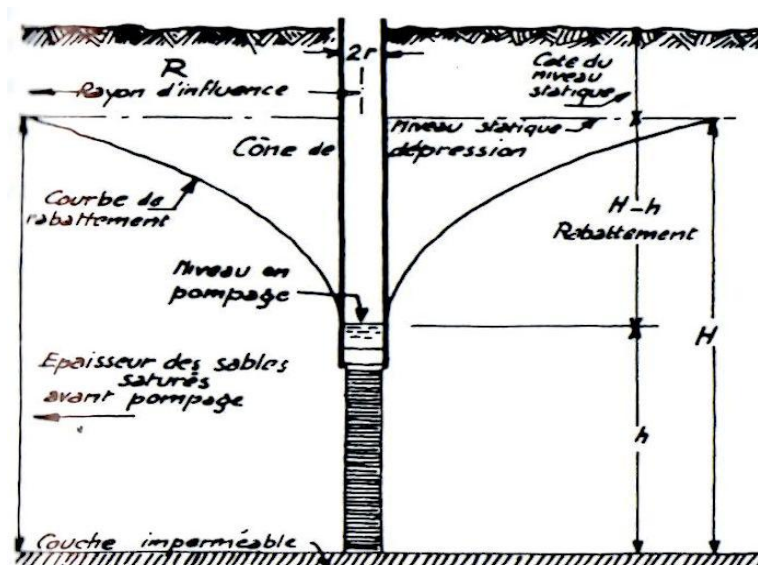


Figure VI.3 : forage non artésien.

La valeur du débit Q qu'elles permettent d'obtenir servira à définir les caractéristiques des tubes et des crépines.

- **Le choix des diamètres de tubages**

Le choix de diamètre d'une colonne est souvent conditionné par l'encombrement de la pompe, et celui-ci est fonction du débit.

Il est recommandé de laisser un pouce de jeu entre pompe et tubage. Le diamètre intérieur sera donc environ 5cm plus grand que le diamètre extérieur de la pompe. Compte tenu des dimensions des groupes électropompes à moteur immergé, couramment utilisés en forage d'eau, nous avons dressé le tableau suivant qui permet de choisir les diamètres intérieurs d'après les débits prévus.

(MABILLOT, 1995)

Tableau VI.6 : Les diamètres intérieurs d'après les débits prévus.

diamètres intérieurs minima des tubages (pouce)	Débits maxima prévus (m^3 /heure)
4"	3
6"	50
8"	140
10"	250

Le diamètre extérieur sera fonction des contraintes mécaniques, tel qu'une colonne peut être exposée aux:

- Efforts de traction.
- Efforts d'écrasement (pression extérieure centripète).

- Efforts d'éclatement (pression intérieure centrifuge).
- Efforts de flambage et de flexion.

VI.3.2.2. Profondeur total du forage

On a l'intérêt à pousser le forage jusqu'au mur de la couche aquifère la plus basse, pour qu'on mettra ainsi toute la couche en production.

Donc on prend la profondeur total $H=17.5\text{m}$.

VI.3.2.3. La crépine

Une crépine est l'élément principal de l'équipement d'un forage d'eau, c'est une pièce de précision et son usinage doit permettre d'obtenir des ouvertures calibrées au dixième de millimètre.

- **Longueur et position des crépines**

Le débit est fonction de longueur crépinée, tant que celle-ci se trouve en regard d'une formation aquifère saturée. Cependant cette longueur variera selon la pression de l'eau dans la nappe et selon la nature et la granulométrie du terrain.

Pour une nappe libre en terrain hétérogène (notre cas), on aura intérêt à mettre surtout en production la couche la plus perméable, on va crépinée toute la couche grossière et environ la moitié de la couche de sable fin, avec des ouvertures différentes.

$$L_{cr}= 10.5\text{m}$$

- **Ouverture des crépines**

On conçoit que la productivité d'un ouvrage varie selon la perméabilité du terrain qui l'entoure immédiatement. La zone la plus importante est celle qui est directement en contact avec la crépine. C'est celle où la vitesse d'écoulement de l'eau dans le terrain est la plus grande.

Nous verrons augmenter la perméabilité du terrain en contact avec la crépine. Pour cela, on cherche à retirer de cette zone les éléments trop fins qui s'y trouvent, soit en les faisant tomber dans l'ouvrage d'où ils seront extraits par cuillérage, soit en les refoulant plus loin dans la formation.

Pour que cette double action soit possible, il faut que les fentes de la crépine aient une ouverture dimensionnée de telle sorte qu'elles ne laissent passer que les grains trop fins indésirables. Le choix des grains à éliminer ne peut se faire que par l'analyse granulométrique.

La dimension de l'ouverture est donnée par le diamètre correspondant à 40 ou 50% de la courbe granulométrique

On place une crépine mixte d'où :

7.6m correspond a la 1^{ere} couche entre 7 et 14.6m

2.9m correspond à la 2^{eme} couche entre 14.6 et 17.5m.

VI.3.2.4. Gravier additionnel

Le gravier additionnel a un rôle d'un stabilisateur de la formation. Le massif de gravier servira à tenir le terrain et a éviter sa désagréation pendant le développement et la production, il a une épaisseur utile entre 3''= 75mm et 8''=200mm. Le matériau doit être propre, bien lavé. Il doit être rond ou angles arrondis.

Conclusion

En conclusion on peut dire que l'étanchéité de barrage est assurée, et une réserve supplémentaire peut s'ajouter au réservoir par un seuil deversant, la stabilité du seuil est assurée, afin d'éviter les affouillements à l'aval du seuil, on prévoit une couche d'enrochement de 40 cm d'épaisseur.

La prise d'eau s'exécute par un forage d'eau qui se situe à proximité de la zone de confluence, il doit être protégé contre les crues agressif de l'oued.

Chapitre VII

Organisation de chantier

Introduction

Un chantier est à la fois le lieu où l'on construit, et la réalisation même de la construction projetée, dans un délai donné. Il est limité dans le temps et dans l'espace. Il faut donc chaque fois repenser le problème de son organisation.

L'exécution d'un chantier de construction se traduit par la mise en œuvre d'un ensemble d'activités réparties dans le temps. La réalisation de ces activités entraîne la mise à disposition de ressources matérielles, humaines et financières, la finalité étant de réaliser entièrement un ouvrage bien déterminé dans des conditions bien définies de délai, de coûts et de qualité.

L'élaboration correcte et la mise en place d'un schéma d'organisation sont d'une nécessité vitale pour l'exécution convenable d'un chantier. Le schéma d'organisation permet la planification rationnelle et objective des ressources humaines, matérielles et financières de l'entreprise.

VII.1. Travaux d'exécution

Les différentes phases d'exécution du barrage souterrain seront comme suit:

Phase 1. Travaux préliminaires ;

Phase 2 . Travaux d'exécution du mur paroi moulée dans le sol ;

Phase 3. Travaux d'exécution du voile d'injection ;

Phase 4. Travaux d'exécution de prise d'eau ;

Phase 5. Travaux d'exécution du seuil déversant.

Ces tâches sont précédées d'une installation adéquate du chantier.

VII.1.1. Travaux préliminaires

Avant la réalisation du mur paroi moulée, il est nécessaire de réaliser certains travaux, dits travaux préliminaires, et qui comprennent notamment:

- Le décapage superficiel jusqu'à la 1202 m au niveau de l'axe du barrage, pour la mise en place de la plate forme de travail.

Ces travaux seront réalisés à l'aide d'un bulldozer et les déblais seront mis en décharge.

- Excavation de la fouille des murettes guides à l'aide d'une pelle hydraulique.

Les excavations de la fouille des murettes guides doivent atteindre la côte 1199,20 m et le substratum sain pour les parties extrêmes.

- Réalisations des murettes guides qui servent à guider la benne preneuse de l'engin excavateur, à protéger les parties supérieures de la crête du barrage et comme assise aux

vérins hydrauliques durant l'arrachage des tubes joints. Elles sont réalisées en béton armé.

VII.1.2. Travaux d'exécution du mur paroi moulée

Le mur souterrain du barrage inféro-flux d'Ihelfène est constitué d'une partie centrale en paroi moulée d'une longueur totale de 120.60 m, et de deux parties extrêmes (rives gauche et droite) en béton ordinaire d'une longueur totale de 15.40 m.

Les travaux à réaliser dans cette phase sont :

VII.1.2.1. Excavation de la tranchée

L'excavation des parties extrêmes, sur une profondeur moyenne de 1,5 m (atteindre le substratum altéré), sera réalisée à l'aide d'une pelle hydraulique.

L'excavation de la partie centrale, sur une profondeur maximale de 4,20 m (Couche alluviale), se fera à l'aide d'une benne preneuse portée sur câble ou guidée par une barre rigide appelée " Kelly " : Benne et Kelly sont montés sur une grue particulièrement puissante et stable.

L'excavation de la partie centrale se fera par panneaux primaires et secondaires de longueur respective de 7 m et 6.4 m. Les tranchées ainsi réalisées sont constamment remplies d'une boue de bentonite pour stabiliser les parois.

VII.1.2.2. Bétonnage

Le bétonnage des parties extrêmes se fera par la méthode traditionnelle, par versement de béton dans la tranchée. Le béton est dosé à 350 Kg de ciment/m³.

Pour la partie centrale, un béton de paroi moulée est mis en place par le procédé du tube plongeur.

En effet, le béton arrive au fond de la tranchée par un tube de bétonnage et remonte lentement, chassant la boue. (Cette dernière sera récupérée et pompée vers un bassin de décantation où elle sera purifiée, puis réutilisée pour les travaux d'excavation d'autres panneaux). L'extrémité du tube doit toujours rester profondément enfoncée dans le béton de sorte qu'il n'y est pas d'inclusion de boue à l'intérieur du mur.

L'opération de bétonnage ne peut être interrompue, elle doit être faite en une seule opération. Avant le bétonnage, l'entrepreneur doit :

- Faire un bon nettoyage du fond du panneau excavé et le contrôle de densité de la boue ;

- Avoir une grande productivité des installations à béton, pour réaliser l'opération de bétonnage dans le plus bref délai (la durée de bétonnage d'un panneau ne doit pas excéder 6 heures).

VII.1.3. Travaux d'exécution du voile d'injection

La réalisation d'un voile étanche entre le mur paroi moulée et le socle sain (dans la zone altérée), nécessite deux opérations essentielles, à savoir : le forage des trous d'injections et les injections de coulis (ciment + bentonite).

VII.1.3.1. Forage des trous d'injection

Pour la réalisation du voile, on prévoit un forage total de 34 trous d'injection (7 primaires, 11 secondaires et 16 tertiaires).

Les forages des trous primaires s'arrêtent à 5 m de profondeur dans la roche saine, par contre les autres forages à 0.5 m seulement. Le forage des trous d'injection peut se faire soit par rotation pour tous les forages soit par roto percussion pour les forages secondaires, tertiaires. Tous les forages primaires seront carottés et forés par rotation à l'aide de sondeuses. Les carottes prélevées serviront à contrôler l'état et la qualité du béton plastique mis en place, l'état de fissuration et la nature de la zone altérée.

La zone altérée traversée par les forages primaires doit faire l'objet d'essai d'eau du type Lugeons afin de déterminer les caractéristiques de perméabilité de la zone avant le début des travaux d'injection. Tous les forages primaires doivent ensuite être injectés.

VII.1.3.2. Injection du coulis

Les injections se feront par la méthode ascendante. On fore le trou jusqu'à sa profondeur finale et on commence l'injection par le bas. Les pressions d'injection seront progressivement croissantes jusqu'à l'obtention de la pression de refus.

La longueur en crête du voile est divisé en 5 tronçons d'une longueur de 24 m chacun et un tronçon de 12 m à l'extrémité de la rive droite. Chaque tronçon est délimité par deux forages primaires et à l'intérieur duquel sont réalisés deux forages secondaires et trois tertiaires

Les injections seront effectuées en cinq phases :

Phase 1 : Forage et injection des forages primaires.

Phase 2 : Forage et injection des forages secondaires distant de 8 m à l'intérieur des tronçons

Phase 3 : Forage et injection des forages tertiaires distant de 4 m par rapport au forages secondaires.

VII.1.4. Travaux d'exécution de prise d'eau

La prise d'eau est un forage de profondeur de 17.5m, la réalisation se fait au début par un sondage foré, précédés par un essai de pompage pour estimé le débit de forage, en suite on réalisé le tubage et l'installation de crépine est la pompe immergé.

VII.1.5. Travaux d'exécution du seuil déversant

La réalisation du seuil déversant se fera après achèvement total des phases précédentes. Il sera réalisé en béton armé dosé à 350 Kg de ciment.

Les travaux nécessaires pour la réalisation du seuil sont :

- le coffrage
- le ferraillage
- le bétonnage : il se fera par la méthode traditionnelle.

Le seuil sera réalisé comme suit :

1. Un ancrage entre les murettes guides, pour renforcer la stabilité du seuil, on doit au préalable excaver, sur une profondeur minimale de 60 cm, la partie superficielle du mur paroi moulée, constituée d'un béton pollué par la boue de forage.
2. Toujours pour renforcer la stabilité du seuil, on prévoit des ancrages au niveau des murettes guides. Pour se faire, on perfore des trous, chaque 30 cm, dans lesquelles on introduit des barres d'acier Φ 12 mm puis les sceller avec de l'époxy (résine spéciale).
3. façonner le coffrage
4. Fabriquer le ferraillage du seuil (ferraillage constructif)
5. Exécuter le bétonnage

VII.2. Approvisionnement du chantier en matériaux

Ciment : Le ciment peut être acheminé soit en vrac et stocké dans des silos où en sac de 50 kg et stocké dans un hangar.

Eau : L'eau de gâchage peut être obtenue à partir d'un puits réalisé dans l'oued

Agrégats à béton : Le sable entrant dans la composition du béton peut être extrait directement des alluvions de l'oued après purification et tamisage.

Le gravier peut être obtenu à partir d'une station de concassage installée sur le chantier ou acheminé d'une station de concassage la plus proche.

Bentonite : La bentonite est acheminée par sac de 50 kg à partir de l'usine de Maghnia

Electricité : Le chantier sera raccordé à la ligne électrique la plus proche du site en installant si nécessaire des stations abaissatrices ou élévatrices. L'énergie électrique peut être obtenue par l'utilisation d'un groupe électro-générateur. L'énergie est nécessaire pour l'alimentation des moteurs électriques de la centrale à béton et des malaxeurs de boue de forage et du coulis d'injection.

Acier à béton : Le chantier sera approvisionné en acier à béton de 12 mm de diamètre en tige de 12 m de longueur et en rouleaux pour l'acier d'assemblage de 6 mm de diamètre.

VII.3. Auscultation technique du barrage souterrain

L'auscultation consistera à l'emplacement à l'aval et à l'amont du barrage des piézomètres pour suivre les variations du niveau d'eau, dans le but de se renseigner sur l'état d'étanchéité du mur paroi moulée et de la zone injectée.

VII.4. Installation du chantier

Afin de mener à terme les travaux d'exécution de l'aménagement projeté, il est nécessaire d'avoir sur le chantier les installations suivantes :

- Un hangar de stockage des matériaux d'exécution livré en sac (ciment) ;
- Un bassin d'eau situé à un point dominant tout le chantier pour qu'il puisse alimenter toutes les autres installations en gravitaire ;
- Un bassin équipé d'un malaxeur à haute turbulence pour la confection de la boue entrant dans la composition du béton plastique ;
- Une centrale à béton avec au minimum trois compartiment séparé par des murs de cloison, le 1^{er} compartiment pour le sable, le 2^{ème} compartiment pour la fraction de gravier 3/8 et le 3^{ème} compartiment pour la fraction de gravier 8/15. la centrale doit être munie d'une dragline servant à rapprocher les différents agrégats de l'entrée des doseurs.
- Un bassin muni d'un malaxeur pour la confection de la boue de forage ;
- Un atelier de réparation.

Ces installations sont nécessaires pour la réalisation du mur paroi – moulée.

Pour les travaux d'injection, il est nécessaire d'avoir sur site une plate forme aménagée pour le matériel d'injection suivant :

- Un malaxeur à haute turbulence ;

- Un malaxeur de reprise ;
- Une presse d'injection ;
- Un bac à eau ;
- Une pompe d'eau ;
- Une aire de stockage du ciment et de la bentonite.

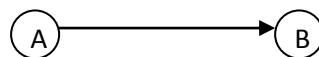
VII.5. Planification

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

- Installation des postes de travail ;
- Observations instantanées ;
- Analyse des tâches ;
- Le chronométrage ;
- Définition des objectifs et des attributions ;
- Simplification des méthodes ;
- Stabilisation des postes de travail.

La technique de planification utilisée dans notre projet est la méthode basée sur le réseau, le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes, et la durée de réalisation.

On a ainsi utilisée le réseau à nœuds, l'opération est représentée par des nœuds et la succession des opérations par des flèches.



Ce réseau indique que l'opération (B) ne peut commencer que si l'opération (A) est complètement achevée.

VII.5.1. Construction du réseau

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les six (6) opérations suivantes :

- Etablissement d'une liste des tâches
- Détermination des tâches antérieures
- Construction des graphes partiels ;
- Regroupement des graphes partiels ;

- Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage ;
- Construction du réseau.

Il existe plusieurs méthodes basées sur le réseau, il est préférable dans le cas où les opérations se suivent comme dans notre cas d'opter pour la méthode C.P.M (méthode du chemin critique).

VII.5.2. Les paramètres de la méthode C.P.M

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

TR : temps de réalisation ;

DCP : date de commencement au plus tôt ;

DCPP : date de commencement au plus tard ;

DFP : date de finition au plus tôt ;

DFPP : date de finition au plus tard ;

MT : marge totale.

Où :

$$\begin{cases} DFP = DCP + TR \\ DCPP = DFPP - TR \end{cases}$$

VII.5.3. Chemin critique (C.C)

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTP) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$C.C \Leftrightarrow \begin{cases} MT = 0 \\ \sum TR_{CC} = DTP \end{cases}$$

VII.5.4. Symboles des différentes opérations

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau VII.1 : symboles des opérations

Symboles	Opérations	Durée (jours)
A	Installation de chantier	45
B	Décapage	30
C	Excavation, fouille de murettes guidées	10
D	Réalisation de murettes guidées	20
E	Excavation de la tranchée	30
F	Bétonnage	90
G	Forages et injections	70
H	Prise d'eau	20
I	Excavation du mur pour la clé d'encrage	10
J	Coffrage, ferrailage de seuil déversant	20
K	Bétonnage de seuil	30
L	Travaux de finitions	20

Le réseau à nœuds de l'organigramme des opérations est représenté ci après.

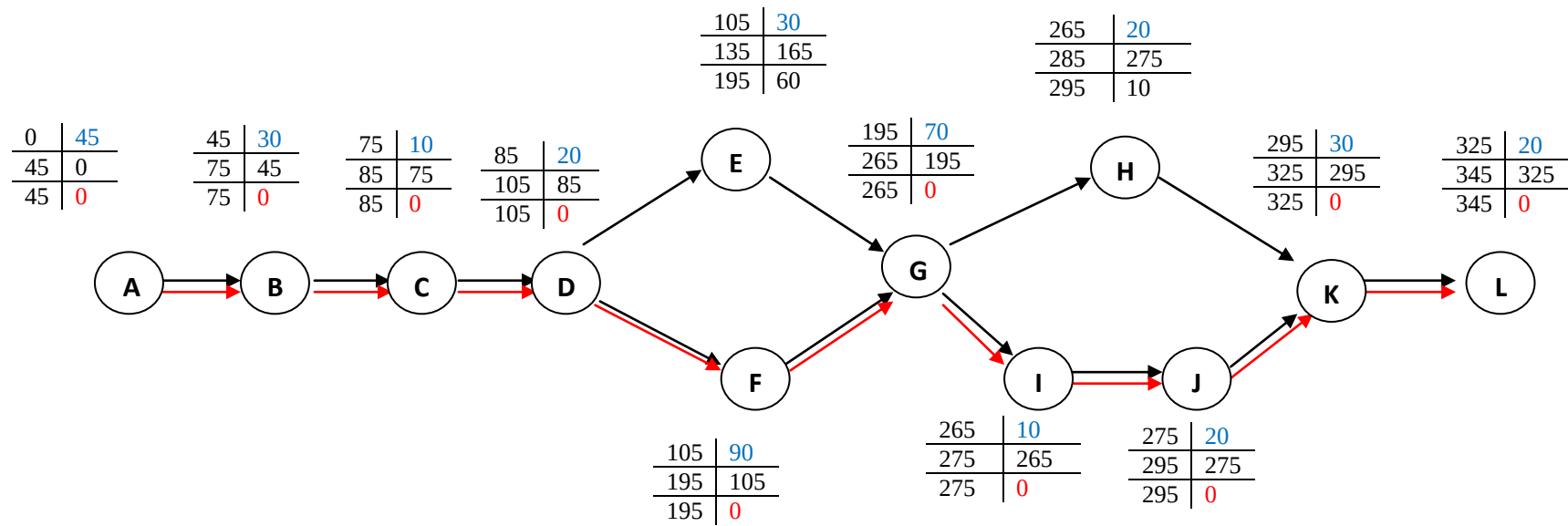
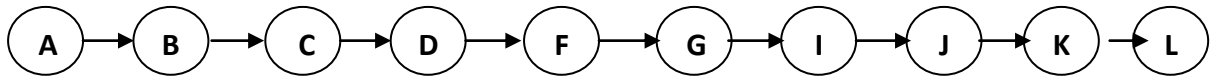


Figure VII.1: réseau de différentes opérations

VII.5.5. Détermination du chemin critique

Le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0), est donné par le chemin suivant:



$$DTR = \sum TR = 45 + 10 + 20 + 90 + 70 + 10 + 20 + 30 + 20 = 345 \text{ jours.}$$

Tableau VII.2: Programme des travaux pour la réalisation de barrage d'Ihelfène (Diagramme de GANTT)

OPÉRATIONS	TEMPS DE RÉALISATION (En Jours)												Observations
	030	060	090	120	150	180	210	240	270	300	330		
Installation de chantier	45												
Décapage		30											
Excavation, fouille de murettes guidées		10											
Réalisation de murettes guidées			20										
Excavation de la tranchée				30									
Bétonnage				90									
Forages et injections							70						
Prise d'eau								20					
Excavation du mur pour la clé d'encrage								10					
Coffrage, ferrailage de seuil déversant								20					
Bétonnage de seuil										30			
Travaux de finitions										20			

VII.6. Devis estimatif

Le devis estimatif est déterminé en fonction de la quantité des travaux et, des matériaux utilisés pour la réalisation du projet, notre étude concernant L'établissement du devis se basera essentiellement sur les prix actualisés adopter pour différentes quantité d'excavation, de remblais, de ferrailage, de coffrage et de bétonnage.

Tableau VII.3 : devis estimatif

TRAVAUX PRELIMINAIRES					
N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix (DA/U)	Montant (mille DA)
1	Décapage de la couche superficiel	m ²	3 500	350	1 225
2	Excavation de la fouille, terrain meuble	m ³	165	400	66
3	Excavation des parties extrêmes	m ³	10	700	7
4	Fourniture et mise en place du béton dans les parties extrêmes	m ³	10	8 000	80
5	Exécution d'un double mètre de murette guide	m ³	54	30 000	1 620
PAROI MOULEE					
N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix (DA/U)	Montant (mille DA)
1	Excavation sous la suspension de boue de forage d'un mètre carré de tranchée de 65 cm d'épaisseur de profondeur inférieure à 10 m	m ²	401	800	320.8
2	Fourniture et mise en place du béton plastique dans la tranchée (remplissage de la paroi)	m ³	261	8 000	2 088
3	Décapage de la couche superficielle de béton du mur paroi - moulée sur une profondeur de 0.60 m	m ³	47	1 000	47
FORAGES ET INJECTION					
N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix (DA/U)	Montant (mille DA)
1	Sondages carottés, Profondeur inférieure à 30.0 m	ml	74	12 000	888
2	Forage de l'écran d'étanchéité Φ 76 mm dans profondeur inférieure à 30.0 m	ml	183	10 000	1 830
3	Consommation en matériaux d'injection				
	a) Ciment	T	10	10 000	100
	b) Bentonite	Q	2	10 000	20

Suite tableau VII.3 : devis estimatif

PRISE D'EAU					
N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix (DA/U)	Montant (mille DA)
1	Forage d'eau	-	1	500 000	500
SEUIL DEVERSANT					
N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix (DA/U)	Montant (mille DA)
1	Fourniture et mise en place du béton	m ³	350	8 000	2 800
2	Acier à béton	Q	229	6 000	1 374
3	Coffrage plan	m ²	165	200	33
4	Coffrage spécial pour le seuil déversant	m ²	20	800	16
Montant totale du barrage : 13 014.8 mille DA					

Conclusion

Organiser le barrage en coordonnant la mise en œuvre des moyens nécessaires pour accomplir, dans les meilleures conditions possibles, les travaux à exécuter pour la construction de ce barrage.

Une importance a été donnée à l'organisation de la construction, une organisation compatible avec tous les travaux, afin d'avoir une meilleure qualité de conserver une même vitesse d'avancement, pour toutes les opérations élémentaire et sur tous les points de chantier.

A base des résultats trouvés on a effectué Un devis estimatif pour l'ensemble de l'aménagement ce qui nous donne un coût total de 13million DA. La durée totale de réalisation du barrage inféro-flux d'Ihelfène ne dépasse pas une année.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

La présente étude conçoit l'avant projet détaillé et les conditions pratiques d'exécution d'un barrage inféro-flux à Ihelfène, à l'aval de la confluence de l'oued Outoul avec oued Ihelfène

Les variantes d'ouvrage retenues s'appuient sur les données structurales d'ordre géologiques et hydrogéologiques, obtenues par les reconnaissances géotechniques au droit des meilleurs sites.

Le barrage souterrain projeté, destiné à régulariser, à l'intérieur de la cuvette, le débit d'exhaure proche de 4 l/s, sera complètement enterré : il sera réalisé depuis la surface du sol.

Une paroi moulée d'une épaisseur de 0,65 m et d'une longueur totale de 121 m environ est dressée en travers de l'Oued en remplacement des alluvions à perméabilité moyenne.

La surface totale de cette partie importante de l'ouvrage est de 401 m², représentant un volume de béton plastique (coulis de ciment – bentonite) d'environ 313 m³.

Le nombre total des panneaux est de 18 et la profondeur maximale est de 4,20 m.

A la base, un voile d'injection de la partie rocheuse perméable sera opéré, et permettra d'étancher les fissures plus ou moins ouvertes de l'aquifère granitique. L'imperméabilisation sera ainsi continue entre les alluvions et le socle altéré, jusqu'à l'horizon sain. Pour se faire, il est prévu la réalisation sur toute la longueur de l'ouvrage de 34 trous de forages d'une longueur totale cumulée d'environ 257 m et des injections de coulis de ciment associé à de la bentonite.

Le volume du réservoir est estimé à 1,1 millions de mètre cube. Pour créer une recharge supplémentaire de la nappe, on prévoit la réalisation le long de l'axe du barrage un seuil déversant. En effet ce dernier joue un rôle d'une section de contrôle, et il permet à court terme de ralentir la crue, en conséquence donner la possibilité à l'eau de s'infiltrer plus dans la nappe et à long terme, une fois rempli d'apports solides (en général des alluvions), créer une nouvelle réserve d'eau supplémentaire.

Compte tenu des conditions topographiques du site de l'aménagement, l'exploitation ne peut se faire que par puits et forages à l'amont, préférentiellement aux endroits les plus transmissifs.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Albert MABILLOT. (1995) Le forage d'eau, édition JOHSON FILTRATION SYSTEMS.
- Ali BOUAFIA. (1996) Mécanique des sols appliquées –Problèmes résolus-, tome 1, Alger.
- BOUAFIA Ali. (2009) Calcul pratique des fondations et des soutènements, Office des publications universitaires (OPU), Alger.
- BOUAFIA Ali. (2011) Introduction a la géotechnique, Tome 2, Office des publications universitaires (OPU), Alger.
- EN-Hyd. (2004) Etude de trois barrages inféro flux s à Ezerzé, Tazrouk et Ihelfen dans la wilaya de Tamanrasset, Mission II – Etude de Faisabilité Phase 4 - Etude Hydrologique Site d'Ihelfène.
- EN-Hyd. (2005) Etude APD d'un barrage inféroflux à Ihelfène (W. Tamanrasset) Rapport technique d'Avant Projet Détaillé.
- J.M. FENLON. (1964) Etude géologique des séries primaires du sahara central, Centre national de la recherche scientifique.
- J.P. LABORDE. (2000) Eléments d'hydrologie de surface, Université de Nice - Sophia Antipolis.
- Jean Costet. (1983) Cours pratique de mécanique des sols 2 : Calcul des ouvrages, édition Dunod, Paris.
- Jean DUBIEF, Essai sur l'hydrologie superficielle au sahara, ANRH, Alger.
- MAURICE LELUBRE. (1961) Géologie de l'AHAGGAR
- MIHOUBI M.K, (1999). Guide de dimensionnement d'un barrage déversoir (cas d'une fondation non rocheuse). Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique. Blida.
- MIHOUBI. M.K et M. HASSANE (2000). Guide de calculs pratiques des infiltrations sous les ouvrages hydrotechniques (cas sol de fondation non rocheux). Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique, Blida.
- N.KERMENSKI, D.SCHTERENLIHT. (1984) Hydraulique générale, Mir Mouscou.
- Pierre CORMON. (1977) La fabrication du béton, éditions EYROLLES, Paris.
- TOUAÏBIA Bénina. (2004) Manuel pratique d'hydrologie, Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique (ENSH), Blida.

- V.Merrien-Soukatchoff. (2003) Hydrologie et Hydrogéologie, Ecole des MINES de Nancy.

ANNEXES

Tableau 1 : les prélèvements par sondages

N°SONDAGE	LOCALISATION	DEPOTS TRES GROSSIERS (m)	BADROCK ALTERE (m)
SRH1	SITE N°1	1	0,00
SRH1 BIS	„	2	0,85
SRH2	„	1	1,50
SRH3	„	0,5	1,50
SRH3 BIS	„	0,5	1,00
SRH4	„	1	0,00
SRH5	„	1	0,00
SRH5 BIS	„	0,40	0,00
SRH6	„	0,70	1,50
SRH7	SITE N°2	1,30	0,00
SRH8	„	1	0,00
SRH9	„	1	0,50
SRH10	„	0,40	1,70
SRH11	„	0,70	1,50
SRH12	Cuvette	1	2,20
SRH13	"	3,5	0,28
SRH14		0,5	0,50
SRH15		2	0,50
SRH16		0,5	0,50
SRH17		1	0,00

Tableau 2 : essais de perméabilité in situ

N° SONDAGE	PERMEABILITE UL	PERMEABILITE MOY.
SRH1	6,25	SITE N° 1 K = 7,88.10 ⁻⁷ m/s
SRH1 BIS	0,72	
SRH2	0,02	
SRH3	6,78	
SRH3 BIS	29	
SRH4	3,13	
SRH5	4,68	
SRH5 BIS	16,82	
SRH6	3,58	SITE N°2 K = 7,19.10 ⁻⁷ m/s
SRH7	5,48	
SRH8	4,19	
SRH9	4,90	
SRH10	9,57	
SRH11	6,35	

Tableau 3: perméabilité des alluvions.

N° SONDAGE	PERMEABILITE	PERMEABILITE MOY.
SRH1	7.09 10 ⁻⁴	1.73.10 ⁻³ m/s
SRH1 BIS	/////	
SRH2	8.34 .10 ⁻⁴	
SRH3	5.94 . 10 ⁻³	
SRH3 BIS	/////	
SRH4	9.58 .10 ⁻⁴	
SRH5	2.84 .10 ⁻³	
SRH5 BIS	////	
SRH6	1.92 10 ⁻³	
SRH7	1.32 10 ⁻³	
SRH8	2.24 10 ⁻⁴	
SRH9	4,78 10 ⁻⁵	
SRH10	2.32 10 ⁻³	
SRH11	1.93 10 ⁻³	

Tableau 3 : Données sismiques de terrain des profils réalisés à Ihelfène

Profil 1			
Tir direct		Tir inverse	
X(m)	Td (ms)	X(m)	Ti (ms)
0,5	2,9	0,5	1,5
1	3,5	1	2,8
2	4	2	4,9
3	4,3	3	5,5
4	5,6	4	6
5	5,1	5	6,8
6	5,8	6	7,2
7	6	7	8,4
8	5,9	8	10,1
9	6,8	9	9,7
10	6,6	10	10
12,5	8,8	12,5	11,7
15	7,5	15	12,4
17,5	8,3	17,5	11,8
20	11,4	20	11,4
25	13	25	13,7
30	13,6	30	15,4
40	16,6	40	16,7
50	20,2	50	18,6
65	21,2	65	20,6
80	26,6	80	23
100	25,4	100	26

Profil 2			
Tir direct		Tir inverse	
X(m)	Td (ms)	X(m)	Ti (ms)
0,5	0,4	0,5	0,8
1	4,8	1	3,4
2	5	2	6,2
3	6,6	3	9,2
4	7,6	4	10,3
5	9,1	5	8,4
6	10,9	6	9
7	12,4	7	11,6
8	10,4	8	14,7
9	12,7	9	16,8
10	11,7	10	18,6
12,5	10	12,5	20,7
15	14,6	15	19,8
17,5	15,2	17,5	21
20	17,2	20	23,9
25	18	25	27
30	19,3	30	27,5
40	23	40	27,4
50	25,1	50	31,2
65	24,6	65	33,3
80	31,2	80	35,1
100	34,1	100	39

Profil 3	
Tir direct	
X(m)	Td (ms)
0,5	0,7
1	1,7
2	3,8
3	6,2
4	8,2
5	9,7
6	11,8
7	12,6
8	15,2
9	16,5
10	14,2
12,5	16,4
15	16,4
17,5	15,2
20	17,2
25	18,5
30	20,4
40	23,5
50	24
65	25,5
80	27,7
100	35

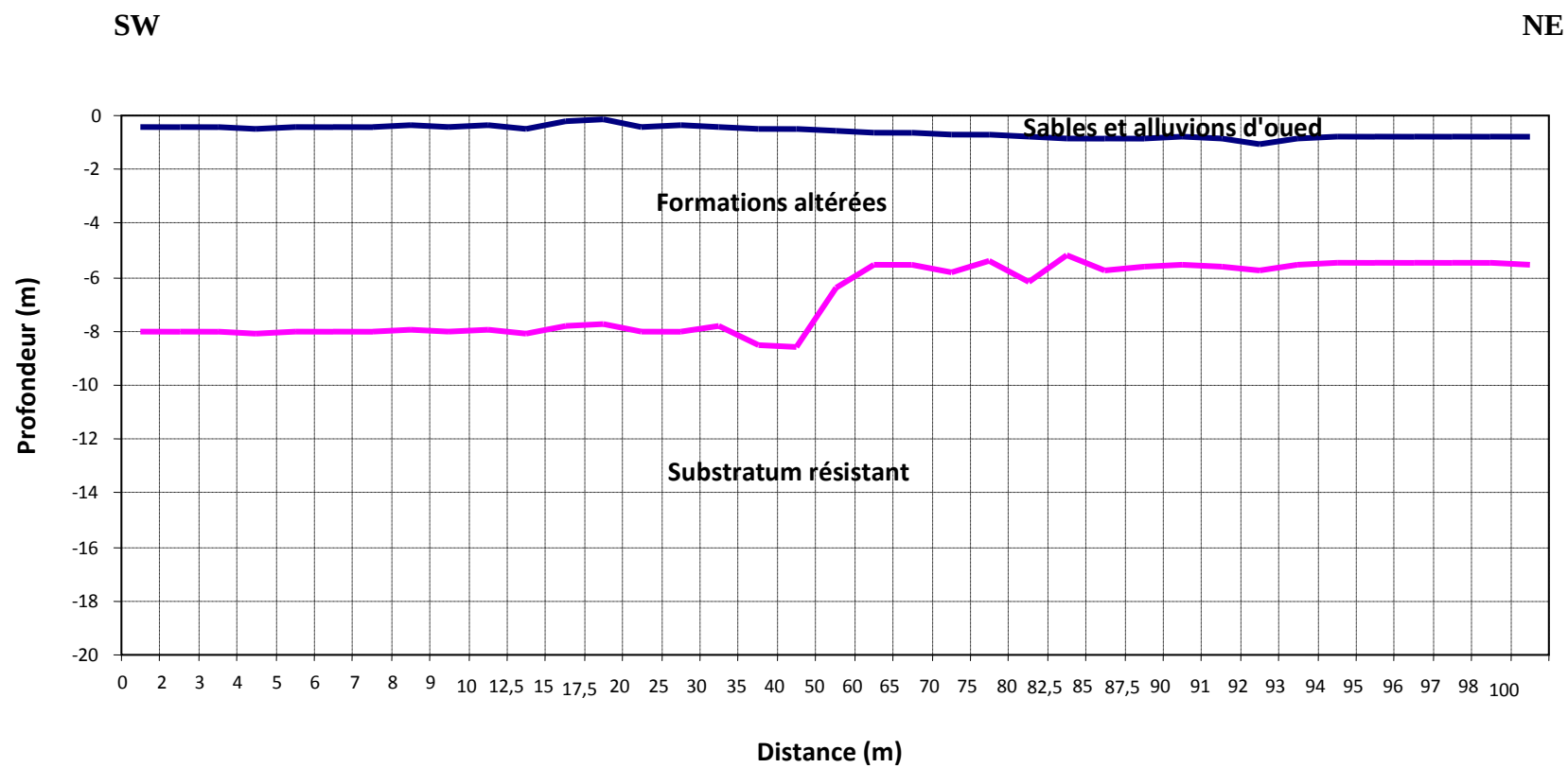


Figure.1: Coupe montrant les horizons sismiques du profil 1 d'Thelfène

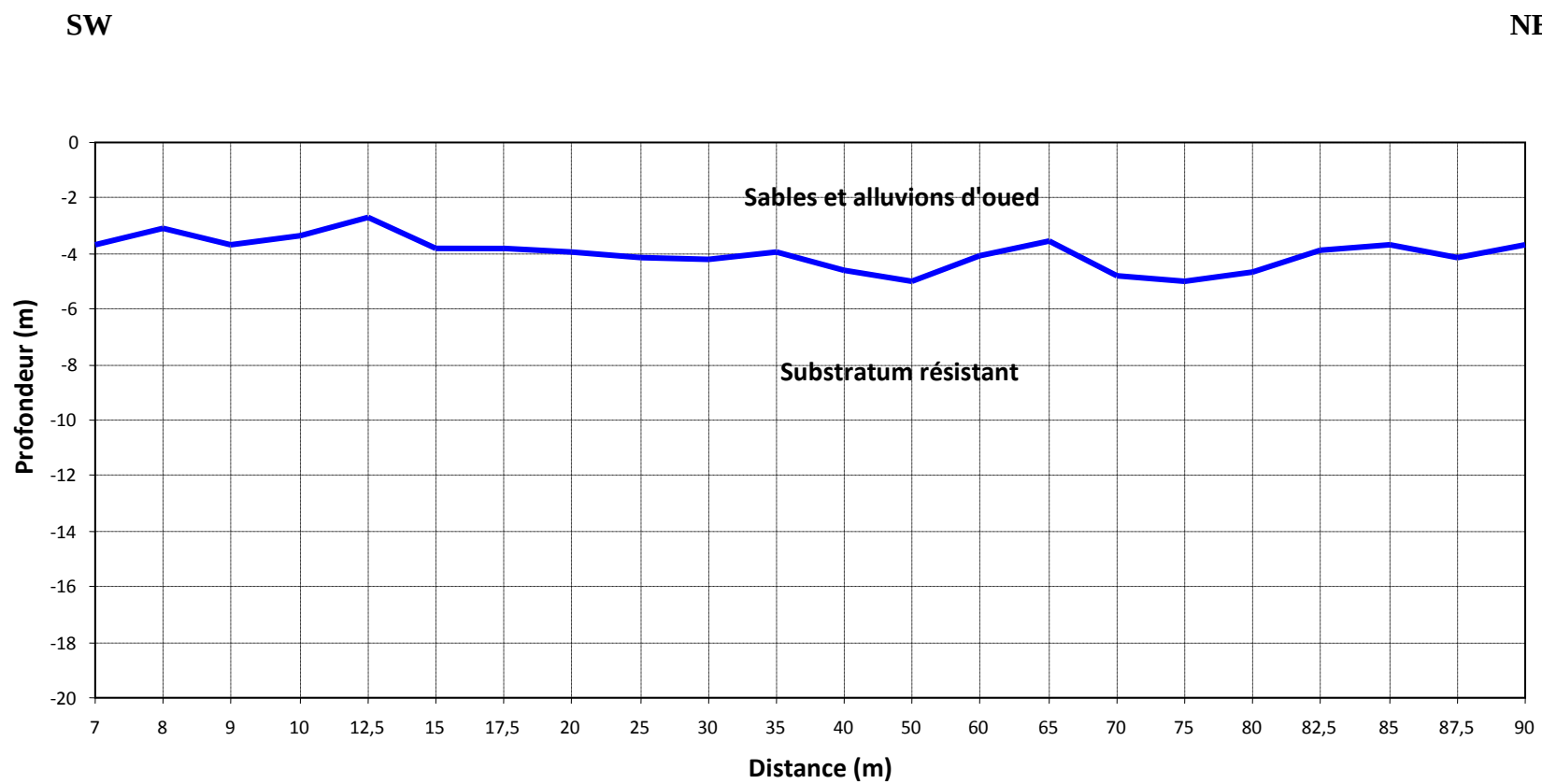


Figure.2: Coupe sismique montrant la profondeur du substratum du profil 2 d'Ehelfene

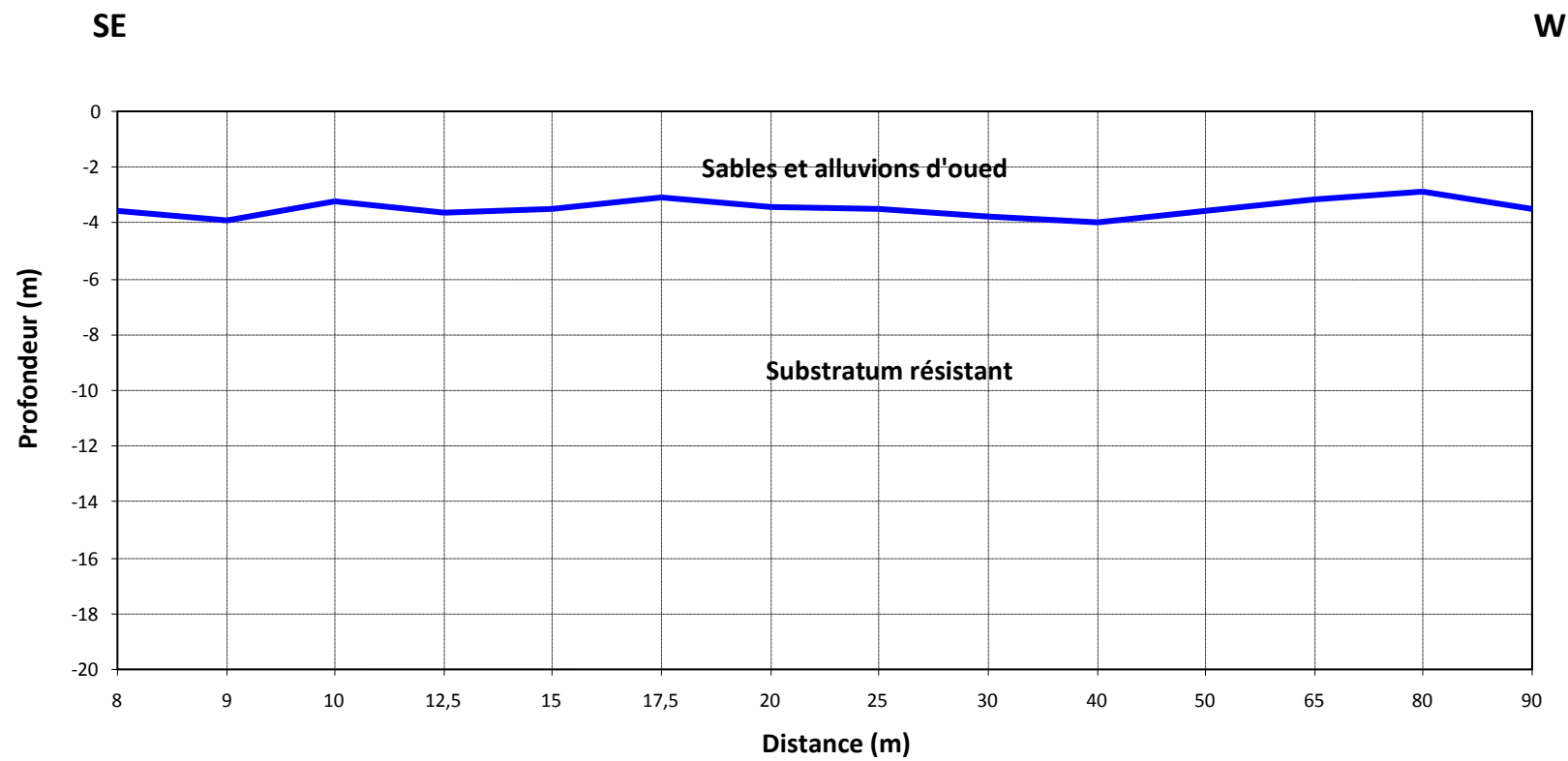


Figure. 3: Coupe sismique montrant la profondeur du substratum du profil 3

OFFICE NATIONAL DE LA METEOROLOGIQUE
DIRECTION METEOROLOGIQUE REGIONALE SUD
DIVISION DE LA CLIMATOLOGIE
Les données climatiques (1976-2010).

	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Sep	Oct	Nov	Déc
Température minimale (°C)	5.2	7.1	11	15.5	19.8	22.9	23.2	22.7	21.2	16.6	10.5	6.5
Température maximale (°C)	20.2	22.4	25.7	30.3	33.7	35.6	35.4	34.8	33.4	29.7	24.9	21.5
Humidité relative (%)	25	22	19	16	16	17	17	21	22	24	25	25
vent (Km/h)	10	11	14	14	14	14	15	14	13	11	9	9
Pluie (mm)	2.1	1.4	4.4	1.8	4.4	7	6.3	8.7	7.9	6.2	0.8	1.7
Evaporation moy (mm)	229	245	337	407	471	473	493	446	396	337	254	224
Durée moy d'insolation (h)	279	271	287	292	290	250	299	278	244	276	280	279
Nb moy jours de gelée (j)	0.26	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.03

Source: Direction météorologique régionale sud (Tamanrasset).

REMARQUE

La Wilaya de Tamanrasset se trouve sur l'**altitude** 1372 m et sur les coordonnées astronomiques: **Latitude** 22°49' et **Longitude** 05°27'

Tableau 4 : les pluies moyennes mensuelles enregistrées dans la station de Tamanrasset

Année	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
1976	2.1	5	1	0	0	0	0	5	11	25.5	30.3	4.2
1977	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	4.2
1978	5	0	0	3.5	0	0	2	0	3	21	11	9.9
1979	14	70.2	0	12.1	0	0	26.4	5	9	5	7	7
1980	0	0	0	0	2.3	1	2	0	6	5	1	0.5
1981	20	0.3	0.7	2	0	0	0	0	0	5.1	12	8
1982	13.2	1	0	4	5	1	4	0	4	7	10.3	15.6
1983	4.4	9	0	0	0	0.1	3.1	2.3	1.2	5.6	3.6	13
1984	0.4	6.7	0	1.2	0	0	26.4	0.6	0.9	5	0.7	0
1985	5	0	0	1	1.3	0	0	0	0	0	0	6.4
1986	2.9	0	0	0	1.6	1	2	0	14	1.5	7	2
1987	23	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	15.4
1988	1	30	0	0	2	0	5	1	2.3	0	3	33
1989	6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	4.6	7.3
1990	19.7	1.1	0	0	3	0	4	0	0	0	0	15.3
1991	1	0	0	0	4.2	1	5	2	17	9	24	8
1992	20	3	0.8	1.1	0	0	0	0	6	1	11.1	7
1993	0	0	0.6	0	0	0	0	0	1.5	12.3	6.1	0
1994	5	39	0	0	0	0	2	0	3	32.2	8	4.3
1995	4.4	3.2	2.5	2.5	2.3	2.9	3.9	4.6	3.8	4.5	3.6	3.5
1996	15.3	3.5	3.3	2.8	3.2	4	4.4	5	4.2	4.2	4.2	4.3
1997	3.7	2.8	2.3	3.3	3.5	3.8	6.6	4.7	14.4	4.4	9.3	4.3
1998	4.9	3.6	2.5	2.8	2.6	3.6	3.8	4.3	4.1	4.1	4.6	4.6
1999	4.2	3.7	2.5	2.3	3.4	3.5	4.2	4.1	3.4	4.8	4.3	4.5
2000	2.3	3.9	1.7	2.3	3.1	2.9	3.7	4.1	5.2	4.7	4.1	3.3
2001	4.1	4.6	1	3.2	1.5	2.1	2.8	4	4.4	4.4	5.7	3.5
2002	2.7	2.5	1.5	2.1	3	3.2	3.9	4.1	4.5	3.3	4	3.6
2003	3.5	2.4	1.7	1.5	2.6	3.8	3.6	4.2	3.3	3.3	3.8	0.5
2004	26	3.2	2.3	7	15.4	13	29.5	3.5	10.7	3.3	3.3	20.7
2005	15	2.8	1	2.4	1	0	2	0	0	0	3	4
2006	4.2	2.3	0	0	4	2	0	0	10.4	4.2	6	3.5
2007	2.4	1.4	2.3	0	9	0	0	0	0	14.8	2	27.1
2008	22	2	0	1.3	0	0	0	0	0	0	8	14.2
2009	7.9	6.5	0	0	0.5	0.8	0	0	3.6	20.9	0.4	29.1
2010	9.8	2.1	1	0	0	1	2	5	3.2	28	15	13

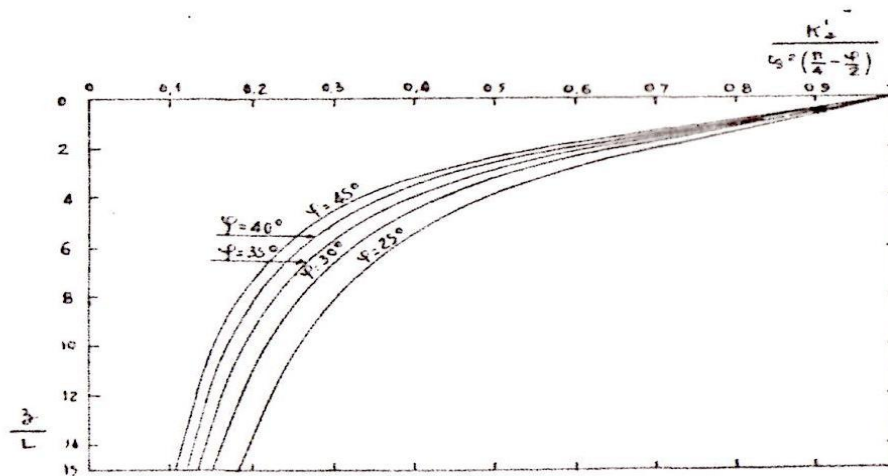


Figure. 4: Le coefficient de poussée K_a , Kowalewski et Piaskowski rapporté au coefficient de Rankine.

Tableau 5 : Le coefficient de poussée K_a , Kowalewski et Piaskowski

$\frac{z}{L} \backslash \varphi$	25°	30°	35°	40°
0	0,406	0,333	0,271	0,218
0,5	0,375	0,307	0,246	0,196
1	0,346	0,277	0,221	0,173
2	0,286	0,221	0,170	0,129
4	0,201	0,145	0,107	0,079
6	0,152	0,108	0,077	0,055
8	0,124	0,087	—	—

ENTREPRISE NATIONALE DES ETUDES HYDRAULIQUE (ENHYD)
route de la base aérienne Chéraga Alger Tel :0210375743 à 48

BARRAGE : INFEROFLUX

**SUJET : ETUDE DE TROIS INFEROFLUX DE TAMANRASSET
OUED IELFENE (W.TAMANRASSET).**

REALISATION DES FOUILLES

NUMERO DE LA TRANCHEE : 01.

LOCALISATION : O.IHELFENE

LONGUEUR : 3.0 m **INCLINAISON :** verticale

OBJECTIF : Compagne de reconnaissances géologiques et
géotechniques

ESSAIS A REALISER

-PRELEVEMENT DES ECHANTILLONS : remanié

Nombre ech granulométrie : 03

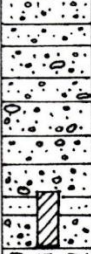
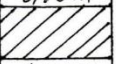
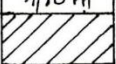
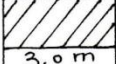
-PROFONDEUR :

- 0.80 à 1.00 m
- 1.80 à 2.00 m
- 2.80 à 3.00 m

-TYPE D'ESSAIS AU LABORATOIRE :

-Granulométrie :

ENTREPRISE NATIONALE DES ETUDES HYDRAULIQUES	E.N.H.Y.D
SITE : IHEL FENE	

COTE :		TRANCHEE N°01		EXECUTEE	
		ECH : 1/ 25		Le 25/03/05.....	
PROFONDEUR (m)	COUPE	SYMBOLE	DESCRIPTION	N S	ECHANTILLONS
					INTACT REMANIE
1,40			Alternance entre sable grossiers et sables fin avec des galets (mm) et quelques galets centimétriques.		0,80 m 
					1,00 m
2,10			Sable fin à grossiers mouillé avec des galets centimétriques et décimétriques.		1,80 m 
					2,10 m
3,0			Sable fin ; limono argileux à la base avec des galets alluvionnaires millimétriques.		2,80 m 
					3,0 m

Etude : Barrage HELFENE - TAMANRASSET

Cote du tubage/terrain naturel (HT) : 0,2 m
 Profondeur nappe/Cote du tubage (Hp) : m
 Profondeur cavité/Cote du tubage (HL) : 0,5 m
 Limite de l'aquifère (H) : m

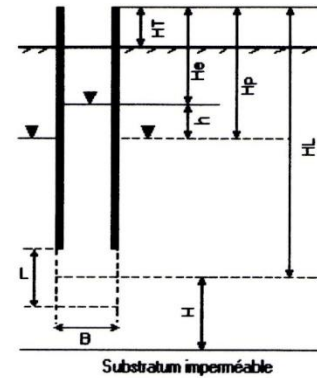
Longueur de la cavité (L) : 0,5 m
 Diamètre de la cavité (B) : 0,14 m

Essai d'eau Lefranc

Sonage N° : SRH 01

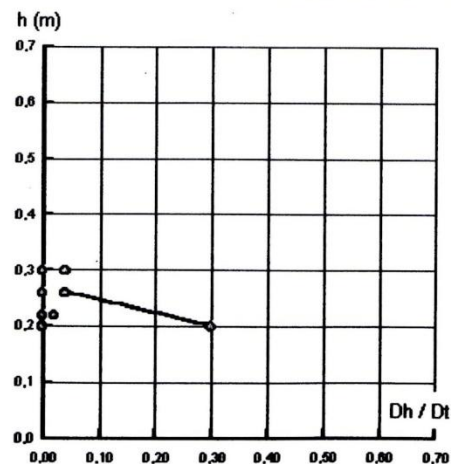
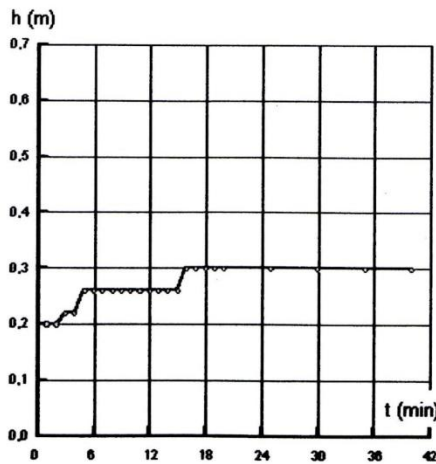
Lieu :
 Date de l'essai : 14/09/04
 Coordonnées : X = Y =
 Z =

t (min)	Q (L/min)	He (m)	t (min)	Q (L/min)	He (m)
1	4,618	0,3	25	0,000	0,2
2	0,000	0,3	30	0,000	0,2
3	0,308	0,28	35	0,000	0,2
4	0,000	0,28	40	0,000	0,2
5	0,616	0,24			
6	0,000	0,24			
7	0,000	0,24			
8	0,000	0,24			
9	0,000	0,24			
10	0,000	0,24			
11	0,000	0,24			
12	0,000	0,24			
13	0,000	0,24			
14	0,000	0,24			
15	0,000	0,24			
16	0,616	0,2			
17	0,000	0,2			
18	0,000	0,2			
19	0,000	0,2			
20	0,000	0,2			



ESSAI A CHARGE VARIABLE

$C = L / B = 3,57$
 $m = 11,30$
 $S = 0,0154 \text{ m}^2$
 $K = 7,09 \text{ E-04 m/s}$



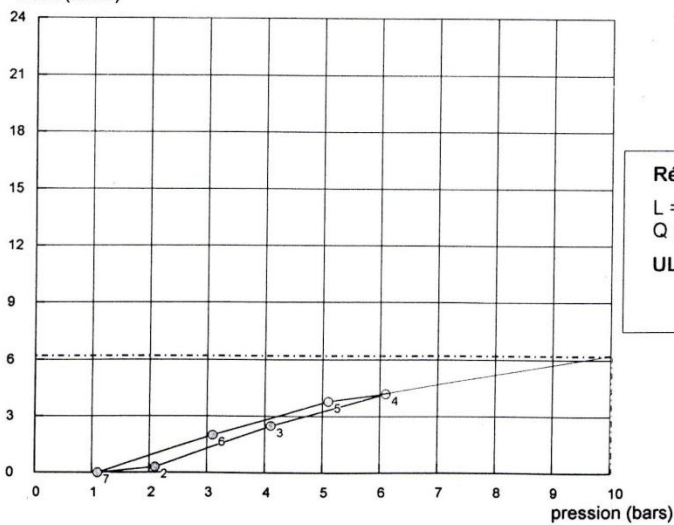
Etude : Barrage Ihelfene - Tamanresset
 Localisation :
 Base du forage : 3,00 m
 Niveau d'eau avant essai : 0,70 m
 Hauteur du manomètre : 0,3 m
 Date de l'essai : 14/09/04

Essai d'eau Lugeon

Sondage N° : SRH 01
 Profondeur : 2,00 - 3,00 m

Pression (bars)	Durée injection (min)	Niveau eau (m)	Compteur (litre)		Debit injecté (L/min)	Pression statique (bars)	Perte de charge (bars)	Pression corrigée (bars)
			Debut	Fin				
1	10		5,3	5,3	0,00	0,10	0,00	1,10
2	10		2,2	5,2	0,30	0,10	0,00	2,10
4	10		10,3	35,3	2,50	0,10	0,00	4,10
6	10		14,3	56,3	4,20	0,10	0,001	6,10
5	10		13,1	51,1	3,80	0,10	0,00	5,10
3	10		14,2	34,2	2,00	0,10	0,00	3,10
1	10		20,3	20,3	0,00	0,10	0,00	1,10

Debit (L/min)



Résultats de l'essai

L = 1 m
 Q (10 bars) = 6,25 L/min
 UL = 6,25 Lugeons

ENTREPRISE NATIONALE DES ETUDES HYDRAULIQUE (ENHYD)
route de la base aérienne Chéraga Alger Tel :0210375743 à 48

BARRAGE : INFEROFLUX

SUJET : ETUDE DE TROIS INFEROFLUX DE TAMANRASSET
Oued IHELFE (W.TAMANRASSET).

FICHE TECHNIQUE DU SONDAGE

TYPE DE SONDAGE : mécanique SRH 13.
LOCALISATION : O.IHELFE SITE N°01
LONGUEUR : 06m **INCLINAISON :** verticale **DIRECTION :**

OBJECTIF : Compagne de reconnaissances géologiques et
géotechniques

ESSAIS A REALISER

- **PERMÉABILITÉ TYPE LEFRANCE :** oui

de à mètres
- **PERMÉABILITÉ TYPE LUGEON TRANCHE :** oui

de à mètres
- **PROFONDEUR (m) :** m
- **PRESSIION (BARS) :** bars

BARRAGE : INFEROFLUX TAMANRASSET		SONDAGE N° :SRH 13
SITE : IHELFE (cuvette)	Ech : 1/100	PROFONDEUR TOTAL : 18 ML
Niveau Nappe : m		

[illegible]